



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN DE AGUA PLUVIAL EN TECHOS
(SCAPT) PARA CONSUMO HUMANO**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Denis Francisco Zelaya Carrero

Tutor

Ing. Marco Palma Cerrato

Managua, Noviembre 2018

Índice

Capítulo 1. Generalidades	9
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Justificación	4
1.4. Objetivos	6
1.4.1. Objetivo General	6
1.4.2. Objetivos Específicos	6
1.5. Localización	7
1.5.1. Macrolocalización	7
1.5.2. Microlocalización	8
Capítulo 2. Marco Teórico	9
2.1. Captación de agua de lluvia	10
2.1.1. Techos para la captación de agua de lluvia	10
2.1.2. Materiales de construcción	11
2.1.3. Coeficiente de esorrentía	11
2.1.4. Precipitación	12
2.2. Conducción del agua al depósito de almacenamiento	12
2.2.1. Canaletas	12
2.2.2. Materiales de las canaletas	13
2.2.3. Capacidad de conducción de la canaleta	14
2.2.4. Uniones y bajantes pluviales	14
2.3. Depósito de almacenamiento para agua de lluvia	14
2.3.1. Tanques de almacenamiento	15
2.3.2. Clase y tipo de tanques de almacenamiento	15
2.3.3. Ubicación del tanque de almacenamiento	17
2.3.4. Capacidad de almacenamiento	17
2.4. Sistema de distribución de agua para el consumo	18
2.4.1. Sistema de bombeo	18
2.4.2. Equipo hidroneumático	19
2.4.3. Red domiciliar de agua potable	20
2.4.4. Fuente de energía solar para la bomba	21
2.5. Tratamiento del agua de lluvia	21
2.5.1. Calidad del agua de lluvia	22

2.5.2. Principales causas de contaminación del agua de lluvia	22
2.5.3. Diversor de primeras aguas	23
2.5.4. Filtración	24
2.5.5. Desinfección	24
2.6. Identificación del área de estudio	25
2.6.1. Información social del municipio	25
2.6.2. Servicios públicos	26
2.6.3. Clima, ecología y recursos hídricos	27
2.6.4. Ubicación y uso del edificio del proyecto	28
Capítulo 3. Diseño metodológico	30
3.1. Captación para la recolección de agua de lluvia	31
3.1.1. Determinación del área efectiva de captación	31
3.1.2. Coeficiente de escurrimiento	31
3.1.3. Cálculo de las precipitaciones promedio mensuales	32
3.1.4. Volumen de agua de lluvia captada	32
3.2. Conducción del agua al depósito de almacenamiento	33
3.2.1. Canaletas interceptoras de agua de lluvia	33
3.2.2. Capacidad de conducción de canaletas interceptoras	34
3.2.3. Diseño de los bajantes pluviales	35
3.2.4. Diseño de tubería de conducción al tanque	36
3.3. Diseño del tanque de almacenamiento	37
3.3.1. Selección del tanque de almacenamiento	38
3.3.2. Localización del tanque de almacenamiento	39
3.3.3. Determinación de la demanda de agua potable	39
3.3.4. Capacidad del tanque de almacenamiento	39
3.4. Sistema de distribución de agua para el consumo	40
3.4.1. Diseño de Red de distribución domiciliar de agua potable	40
3.4.2. Bomba centrífuga horizontal	41
3.4.3. Dimensionamiento del tanque hidroneumático	44
3.4.4. Diseño del sistema de energía solar para abastecer la bomba	45
3.5. Tratamiento del agua de lluvia	49
3.5.1. Filtración del agua de lluvia	50
3.5.2. Selección del diversor de primeras aguas	50
3.5.3. Desinfección del agua de lluvia	50
Capítulo 4. Cálculos y Resultados	52
4.1. Captación para la recolección de agua de lluvia	52
4.1.1. Determinación del área efectiva de captación	53
4.1.2. Cálculo de las precipitaciones promedio mensuales	53

4.1.3. Volumen de agua de lluvia captada	55
4.2. Conducción del agua al depósito de almacenamiento	56
4.2.1. Capacidad de conducción de canaletas interceptoras	56
4.2.2. Diseño de los bajantes pluviales	60
4.2.3. Diseño de tubería de conducción al tanque	63
4.3. Diseño de la cisterna de almacenamiento	66
4.3.1. Determinación de demanda de agua potable	66
4.3.2. Determinación del volumen del tanque	69
4.3.3. Dimensionamiento del tanque	70
4.4. Sistema de distribución de agua para el consumo	70
4.4.1. Diseño de la red de distribución de agua de agua potable	70
4.4.2. Diseño de equipo de bombeo	72
4.4.3. Diseño del sistema de energía solar para abastecer la bomba	77
4.5. Tratamiento del agua de lluvia	81
4.5.1. Filtración del agua de lluvia	81
4.5.2. Selección del divisor de primeras aguas	82
4.5.3. Desinfección del agua de lluvia	83
Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones.	85
5.1. Conclusiones	85
5.2. Recomendaciones	87
Bibliografía	89
Anexos	

Capítulo I

Generalidades

1.1. Introducción

Nicaragua es uno de los países de América Central más beneficiado en cuanto a recursos hídricos se refiere, contando con uno de los lagos de agua dulce más grandes del continente y con numerosas cuencas hidrográficas que drenan hacia el Atlántico y el Pacífico, como también abundantes acuíferos que cubren toda la Región. Sin embargo, la distribución espacial y temporal de las lluvias, la distribución natural de sus vertientes y acuíferos y el paulatino deterioro de sus fuentes de agua generado por el desarrollo de las ciudades, la industria y la actividad agrícola intensiva, ha significado una relativa reducción de sus disponibilidades de agua. Se estima que el 80% de la población urbana y el 35% de la población rural cuentan con el servicio de agua potable en sus domicilios, esto es agravado por las limitantes económicas del país las cuales dificultan la construcción de la infraestructura necesaria para la explotación de los recursos hídricos en diferentes regiones.

La captación de agua de lluvia es un medio fácil de obtener agua para diferentes fines en aquellas zonas de alta o moderada precipitación pluvial, teniendo así un suministro constante del vital líquido. La planificación y diseño de los sistemas para las captaciones de agua de lluvia varía según cada particular de captación y elementos colectores.

Con el presente estudio se pretende diseñar un sistema de captación de agua pluvial en techos (SCAPT) para aprovechamiento de consumo sostenible de un Centro de Capacitación Técnica ubicado en la comunidad de El Espino, perteneciente al Municipio de San Juan de Cinco Pinos, Departamento de Chinandega, utilizando una tecnología de fácil acceso y rápida implementación.

1.2. Antecedentes

La recolección de agua de lluvia representa una de las actividades de ingeniería más representativas en la historia universal, desempeñando un importante papel en la vida de los seres humanos que son beneficiados por estas obras. Las civilizaciones antiguas recolectaban agua de las precipitaciones y las almacenaban para su posterior utilización en los meses de sequía, siendo en algunos casos la única fuente de abastecimiento.

En lugares de la India por ejemplo, donde el agua es escasa debido al alto grado de aridez, grandes pérdidas por escorrentía y en algunos casos porque sus comunidades solo cuentan con agua salobre, se ha tenido que explotar el agua proveniente de la lluvia como única fuente de abastecimiento. No obstante, esta fuente no se presenta de manera permanente porque también existen prolongados periodos de sequías. Dadas estas circunstancias, en la India se han desarrollado programas conocidos como “programas de recolección de aguas pluviales” que pretenden recolectar la única precipitación pluvial ocurrida en la temporada de monzones; característicamente entre los meses de junio y septiembre, para aprovecharla durante todo el año.

La lluvia como una fuente alternativa de agua no solamente ha dado lugar a ser una práctica común en la India, si no que podemos encontrar ejemplos de países americanos que están desarrollando tecnologías para captar y aprovechar el agua de lluvia en diferentes usos. En Perú, por ejemplo el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y del Ambiente, en el año 2003 desarrollo un manual de normas técnicas para el diseño de captaciones de agua de lluvia para uso humano. En México el Centro Internacional de Demostración y Capacitación en Aprovechamiento del Agua de Lluvia (Cidecalli) del Colegio de Posgraduados (Colpos) ha logrado desarrollar tecnologías para captar el agua de lluvia para consumo humano, uso industrial, agrícola, forestal, producción ganadera o piscícola.

De acuerdo al Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales, en Nicaragua las precipitaciones varían de 800 mm en las zonas más secas a 5000 mm y en la zona más húmeda. Sin embargo, la mayor cantidad de lluvia cae de mayo a octubre. En las regiones del Pacífico, Norte y Centro del país, la mayor estación lluviosa se extiende desde Mayo a Octubre y la estación seca de Noviembre a Abril.

Históricamente la región occidental del país, se ha caracterizado por ser una zona agrícola. La principal forma de aprovechamiento está dirigida a la agricultura y ganadería. Por ejemplo, las cosechas de maíz y frijol dependen casi en su totalidad de las precipitaciones ocurridas entre los meses de Mayo a Octubre. Otra forma de aprovechamiento del agua de lluvia en la zona occidental del país, es la creación de reservorios de agua de lluvia durante el invierno, para su posterior uso en la ganadería durante el verano. El uso de agua de lluvia para consumo humano se observa muy poco en esta zona. Por lo general en comunidades donde no existen sistemas de agua potable, las personas aprovechan el agua de lluvia únicamente durante el invierno, almacenándola en barriles o pilas. Sin embargo, la falta de tecnologías de aprovechamiento sostenible del agua de lluvia, limita el aprovechamiento de este recurso durante el verano o estación seca.

1.3. Justificación

El diseño de un sistema sostenible para el aprovechamiento de agua de lluvia para consumo podría poner al alcance de algunas instituciones o comunidades el uso de tecnología limpia, práctica y sencilla, con un enfoque sostenible que les permita a los usuarios recolectar agua de lluvia para uso humano; convirtiendo está en una fuente alternativa de agua potable.

Desde el punto de vista práctico, esta tesis servirá para la posterior planificación y desarrollo de proyectos similares en escuelas y centros de salud aledaños que no posean un abastecimiento constante del vital líquido.

Desde el punto de vista social, con la utilización de este estudio, no solamente se busca mejorar el abastecimiento de agua en algunas zonas del municipio de San Juan de Cinco pinos, sino también crear una conciencia del uso racional del agua y el uso sostenible de este recurso. Con la implementación de este tipo de proyecto se da posibilidad de crear nuevas fuentes de empleo y así mismo mejorar los niveles de vida de las familias beneficiadas.

Desde el punto de vista académico este diseño podrá ser un material de apoyo y consulta a los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil y Agrícola en asignaturas como: Tecnología y medio ambiente, Ingeniería sanitaria, Hidrología, Abastecimiento de agua, entre otras. Esta tesis podrá también ser utilizada para el desarrollo de algunos temas en futuras asignaturas relacionadas con la sostenibilidad del recurso hídrico.

A la vez, este estudio podrá ser utilizado como una herramienta sumamente útil para profesionales y organizaciones gubernamentales y no gubernamentales que quieran promover o desarrollar la tecnología de captación de agua de lluvia como una fuente alterna de agua potable en otras partes del país. La implementación de este tipo de tecnología se adapta a los diferentes programas sociales y productivos que se están desarrollando en algunas zonas del país.

La importancia de abordar un tema que involucre el diseño de un sistema sostenible para el aprovechamiento de agua de lluvia para consumo humano, consiste en utilizar tecnología de abastecimiento de agua a bajo costo e implementación rápida, que sirva como alternativa para reducir los serios problemas de desabastecimiento de agua potable que existen en diferentes partes del país. Cabe mencionar que en Nicaragua existen pocos estudios o experiencias donde se hayan implementado este tipo de tecnologías, mientras que en países con características y necesidades similares a las nicaragüenses han dado excelentes resultados.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Diseñar un sistema de captación agua potable en techo (**SCAPT**) para el Centro de Capacitación Técnica el Espino

1.4.2. Objetivos Específicos

1. Diseñar el sistema de captación.
2. Diseñar el sistema de conducción.
3. Diseñar el sistema de almacenamiento.
4. Diseñar el sistema de distribución.
5. Diseñar el tratamiento del agua para consumo.

1.5. Localización

1.5.1. Macrolocalización

Este proyecto se realizará en la comunidad de El Espino, Municipio de San Juan de Cinco Pinos, Departamento de Chinandega, ubicada a una distancia de 231 km de Managua, capital de la república, cuenta con una extensión territorial de 60.8km²; se ubica entre los 13°13' latitud norte y 86°52' longitud oeste.

Limita:

- Al Norte - Municipio de San Pedro del Norte.
- Al Sur - Municipio de Somotillo.
- Al Este - Municipio de San Francisco del Norte.
- Al Oeste - Municipio de Santo Tomás del Norte.

Figura 1.1 Macrolocalización.

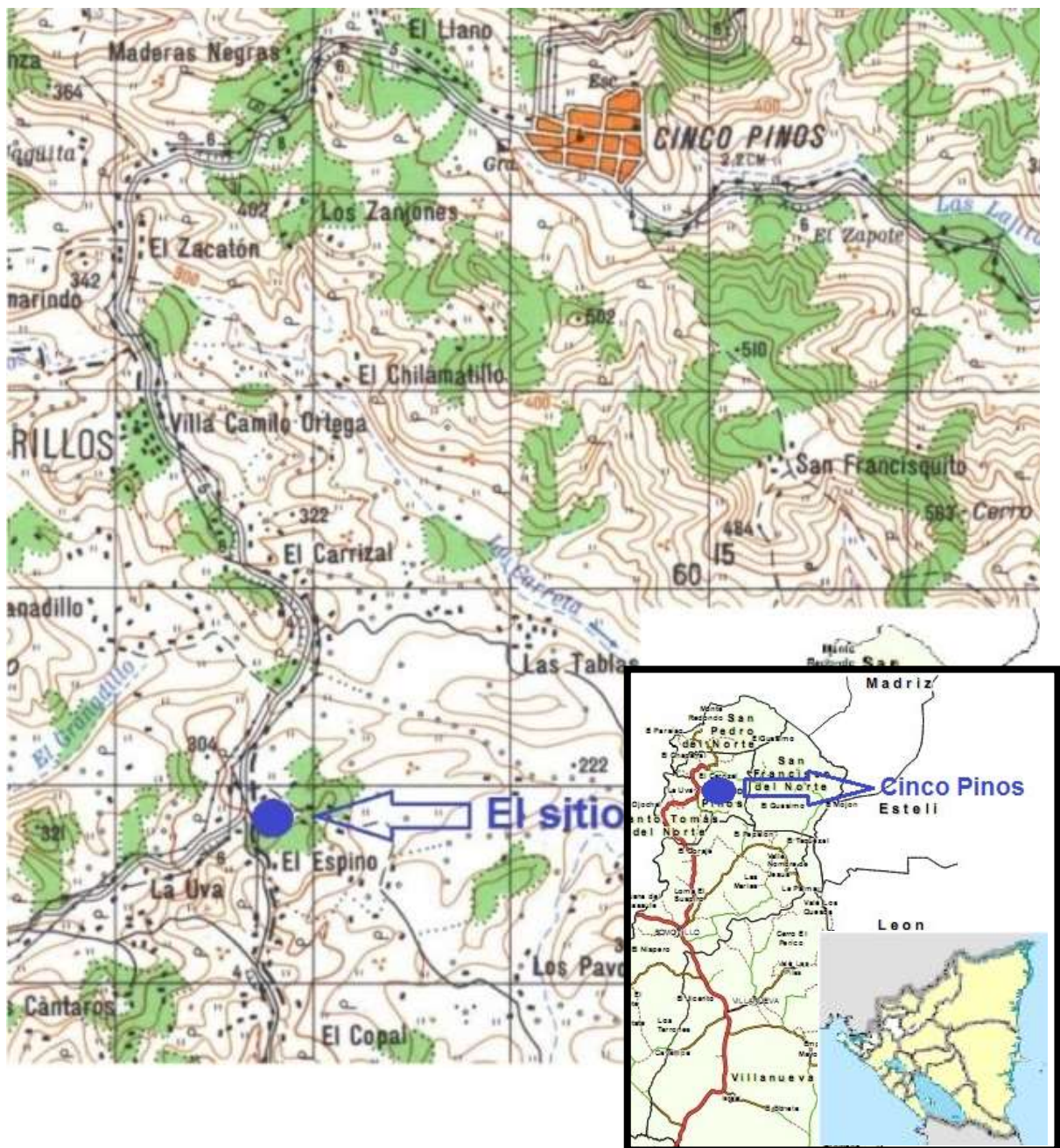


Fuente: INETER.

1.5.2. Microlocalización

La comunidad de El Espino forma parte del municipio de San Juan de Cinco Pinos. Esta se encuentra a 7 km de la cabecera del municipio, en donde se ubica el centro.

Figura 1.2 Microlocalización.



Fuente: INETER

Capítulo II

Marco Teórico

2.1. Captación de agua de lluvia

Los sistemas de abastecimiento de agua potable necesitan como primer componente un sistema de captación que se encargue de recolectar el volumen de agua demandado para el consumo. Los sistemas de captación pueden variar sus características en función de la fuente natural de agua y a la vez la captación puede ser natural (lagos, lagunas, ríos) o artificiales (embalses, galerías de infiltración, pozos perforados). En los sistemas de aprovechamiento de agua de lluvia domiciliar, el techo de las viviendas proyectado de forma horizontal se convierte en el elemento de captación del sistema, esto se debe a que se encarga de interceptar el agua natural de lluvia a utilizarse.

2.1.1. Techos para la captación de agua de lluvia

En los sistemas de captación de agua pluvial en techos (SCAPT) el techo de la vivienda es el elemento principal de captación, siendo el primer lugar donde el agua de lluvia hace contacto. Es importante tomar medidas cautelosas en la fase de diseño y en la vida útil del elemento con el fin de evitar que el agua se contamine, esto da una ventaja ya que permitirá reducir la probabilidad de contraer enfermedades y la reducción de los costos en la fase de tratamiento y potabilización del agua, además de evitar cualquier avería en los componentes del sistema.

En la Figura 2.1 se muestran los componentes del SCAPT, donde el área de la captación del sistema es la proyección horizontal del techo Figura 2.2.

Figura 2.1 Componentes de un SCAPT. Figura.2.2 Área de Captación de un SCAPT.



Fuente: "Rainwater cisterns: Design, construction, and water treatment", Young Edward S. 1981

2.1.2. Materiales de construcción

La calidad del agua depende mucho del tipo de cubierta de techo que tenga la vivienda. La buena selección de la cubierta de techo es fundamental para el sistema. No se deberán usar cubiertas que puedan liberar toxinas o agentes extraños al agua de lluvia, tanto en condiciones de lluvia normales o lluvia ácida. Los materiales más comunes en el país son las láminas de metal galvanizado, conocidas popularmente en el mercado nacional como "zinc", en este tipo de cubiertas es recomendable cubrirla con algún tipo de pintura de grado alimenticio para reducir la probabilidad de que libere toxinas al hacer contacto con el agua.

Otros materiales comunes es la cubierta con teja de barro, láminas de fibrocemento y concreto; estos no presentan problemas con la liberación de toxinas al contacto con el agua. Materiales que contengan, asbestos, asfalto, madera curada con pesticida y superficies descubiertas de zinc pueden ocasionar contaminación del agua debido a la liberación de toxinas y elementos extraños; se debe de evitar totalmente materiales que contengan metales pesados como plomo y mercurio.

2.1.3. Coeficiente de escorrentía

Del agua que cae durante la lluvia en la superficie de un techo, una pequeña parte de ella se pierde debido a infiltraciones según el tipo de material de la cubierta del techo; por evaporación del agua que humedece la superficie y por salpicaduras debido a fuertes vientos. Estas pérdidas se representan como un coeficiente de escurrimiento o coeficiente de Escorrentía " ϕ ", el coeficiente de escorrentía es siempre menor que uno y depende de las características propias del tipo de material utilizado en el techo.

2.1.4. Precipitación

La precipitación es la caída de partículas líquidas o sólidas de agua sobre la superficie terrestre, siendo esta la fase del ciclo hidrológico que da origen a todas las fuentes superficiales y subterráneas de agua. La forma líquida de precipitación es conocida como lluvia y es la base del diseño de un sistema de captación de agua de lluvia.

Puesto que la oferta de agua del sistema está en dependencia de la cantidad de lluvia que se obtenga, se deben conocer los datos históricos de la precipitación de la zona donde se diseñará un sistema de captación de agua de lluvia para poder obtener datos confiables de la cantidad de agua de lluvia disponible en un periodo determinado.

2.2. Conducción del agua al depósito de almacenamiento

En todo sistema de agua potable, la conducción son obras destinadas a transportar el agua por medio de tuberías desde una fuente hacia la planta de tratamiento o tanques de almacenamiento, dependiendo del tipo de fuente de agua. En un sistema de aprovechamiento de agua de lluvia para consumo domiciliar la conducción está conformada por canaletas que van adosadas a los aleros del techo, en donde el agua se recolecta y es conducida por medio de tuberías al tanque de almacenamiento.

2.2.1. Canaletas

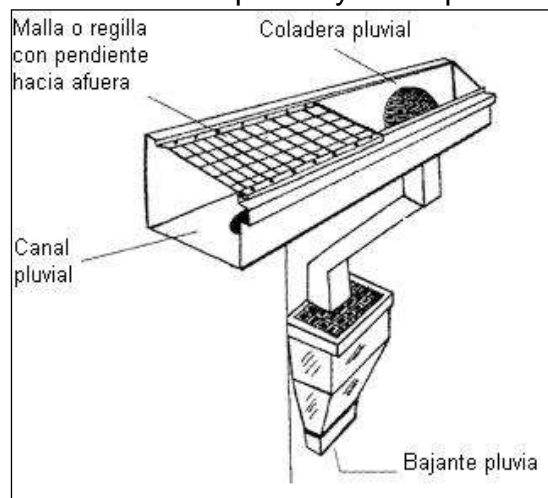
Las canaletas son los elementos que van adosados fuertemente a los bordes de las partes más bajas del techo, donde se acumula primeramente el agua de lluvia captada o interceptada en el techo para luego ser transportada a través de tubería o bajantes pluviales hacia el tanque de almacenamiento. Las canaletas consisten de una sección transversal, la cual deberá ser calculada en dependencia del volumen de agua que circula a través de ellas.

2.2.2. Materiales de las canaletas

Los materiales que se deben utilizar en la construcción de las canaletas deben de tener un comportamiento químico inerte, al igual que en el sistema de captación. La incursión de sustancias tóxicas en el agua captada puede traer consecuencias que perjudiquen la salud de los consumidores. Es importante que el material sea liviano, resistente al agua y fácil de unir entre sí, logrando así evitar fugas de agua. Para tal efecto se puede utilizar el PVC, metal galvanizado, bambú, concreto, plástico o cualquier otro material que no altere las características físico-químicas del agua que circula a través de la superficie del material empleado.

Es importante colocar una malla o rejilla sobre ellas para retener sustancias sólidas, como hojas de los árboles, reduciendo la incursión de elementos extraños al sistema de conducción y de almacenamiento. La malla protectora se ubica longitudinalmente en la parte superior de las canaletas pluviales con un debido ángulo de inclinación hacia afuera para que la basura se resbale al contacto con el agua (ver figura 2.1). Las rejillas tienen que ser diseñadas de manera que puedan ser removidas fácilmente para lavar y darle mantenimiento a las canaletas.

Figura 2.3 Canaletas pluvial y malla protectora.



Fuente: "Rainwater cisterns: Design, construction, and water treatment", Young Edward S. 1981

2.2.3. Capacidad de conducción de la canaleta

La capacidad de conducción de una canaleta es el flujo de agua que circula medido en m/s (no mayor 1.00 m/s) para una determinada sección transversal que tendrá un ancho mínimo de 75mm y un ancho máximo de 150mm. Para calcular la capacidad de conducción de las canaleta se emplean formulas racionales como la de Manning con los correspondientes coeficientes de rugosidad del material con que esté construida la canaleta.

2.2.4. Uniones y bajantes pluviales

Las uniones son los accesorios que permiten unir segmentos independientes de canaletas, para conformar una única sección con una pendiente uniforme, a través de la cual circulará el agua proveniente del techo hacia los bajantes pluviales, la cual se conecta con la tubería de diámetro específico que transporta el agua desde las canaletas hacia el tanque de almacenamiento. Las uniones deben ser herméticas y lo más lisas posibles para evitar el represamiento del agua.

2.3. Depósito de almacenamiento para agua de lluvia

El almacenamiento puede ser el elemento más importante de todo el sistema de abastecimiento de agua potable en general, esto se debe que de él depende la cantidad de agua disponible para la distribución y consumo diario. Este debe de cumplir con una variedad de requerimientos técnicos que garanticen la cantidad de agua demandada y el buen estado de la misma. La capacidad del almacenamiento debe de ser calculada en base a la demanda y la disponibilidad del recurso en la zona geográfica donde se instalará el sistema. El depósito de almacenamiento no deberá afectar el estado físico-químico del agua del cual depende la calidad de la misma.

2.3.1. Tanques de almacenamiento

Los tanques para el almacenamiento de agua son la unidad específica para almacenar el agua recolectada en un sistema de agua potable. Dichas unidades pueden ser construidas utilizando una variedad de materiales, tecnologías y métodos constructivos o de fabricación. No obstante, para garantizar el buen funcionamiento y la buena calidad del agua, los tanques deben ser bien diseñados, utilizando materiales que en contacto con el agua no liberen toxinas y que sean impermeables para evitar las pérdidas de agua por goteo o transpiración.

Los tanques de almacenamiento deben ser correctamente ubicados para no permitir el ingreso de la luz solar y evitar el crecimiento de bacterias en el agua que albergan. El tanque de almacenamiento debe contar con un mecanismo de rebose o dispositivo de sobrellenado, el cual una vez que el tanque de almacenamiento se encuentra a su máxima capacidad; permita que el exceso de agua que continúe circulando a través del sistema.

Es importante limpiar el tanque de almacenamiento de agua periódicamente para remover cualquier suciedad o sedimento o material orgánico que se pueda acumular en el fondo. En el caso de almacenamiento de agua de lluvia, el tanque se debe limpiar por lo menos unas veces cada año antes que comience el invierno. El tanque debe contar con compartimiento de visita y escaleras para que el operador se pueda introducirse y facilitar el mantenimiento.

2.3.2. Clase y tipo de tanques de almacenamiento

Clase de Tanques:

Los tanques de almacenamiento están disponibles en un rango de materiales aptos para almacenar agua para consumo humano incluyendo concreto, mampostería, fibrocemento, fibra de vidrio, polietileno y acero galvanizado. Los tanques de concreto y mampostería tienen la ventaja que pueden almacenar

grandes volúmenes de agua, además se pueden ser contruidos bajo tierra y tienen una larga vida útil.

Los tanques de polietileno y fibra de vidrio presentan la ventaja que son livianos y fáciles de mover y limpiar cuando están vacíos. Estos tanques son utilizados mayormente para almacenar bajos volúmenes agua ya que no son estructuralmente capaces de soportar presiones producidas por grandes volúmenes de agua; sin embargo, para lograr almacenar mayores volúmenes se pueden hacer conexiones de varios tanques en serie hasta alcanzar el volumen de almacenamientos deseado (ver figura 2.4).

Los tanques de acero galvanizado son más comunes en instalaciones elevadas sobre torres, pero también pueden ser usados para almacenamiento, brindando estos buenos resultados en cuanto a la capacidad de almacenamiento ya que son resistentes estructuralmente y garantizar preservación del agua, siempre y cuando sean recubiertos por la parte interior con pintura de grado alimenticio para protegerlo de la corrosión y que ésta no contamine el agua y tampoco deteriore el tanque.

Figura 2.4 Tanques de polietileno ubicados en serie sobre el suelo.



Fuente: "Handbook of Water Use and Conservation", Vickers Amy, 2001

Tipo de tanques:

Los tipos más comunes de tanque que se utilizan en Nicaragua son tanques sobre el suelo o superficiales, tanques elevados sobre torres, tanques

enterrados o cisternas y tanques compensadores que son diseñados combinando dos tanques; uno sobre suelo y otro elevado para proporcionar las presiones.

2.3.3. Ubicación del tanque de almacenamiento

Los tanques de almacenamiento pueden ser ubicados sobre o bajo la superficie del suelo. La instalación sobre la superficie evita los costos asociados a la excavación y movimiento de tierra y ciertos problemas de mantenimiento. Sin embargo, los tanques enterrados benefician a mantener la temperatura del agua estable y no permiten la inclusión de la luz solar que a su vez evita el crecimiento de algas y bacterias en el agua. Para maximizar la eficiencia del sistema, los tanques de almacenamiento se deben ubicar lo más cerca posible a los puntos de demanda o al sistema de distribución. En la ubicación del tanque también se debe tomar en consideración la posible necesidad de agregar agua al sistema desde una fuente auxiliar tal como un camión cisterna en el caso que el agua se escasee debido al sobre consumo, uso irracional o fugas en el sistema.

2.3.4. Capacidad de almacenamiento

El volumen de almacenamiento de un tanque se calcula de acuerdo a la demanda de agua requerida por los usuarios del sistema durante un periodo de tiempo, en el cual el volumen de agua almacenado debe suplir las necesidades de los usuarios. Para el cálculo del volumen de almacenamiento se considera un volumen de reserva equivalente a un 10% del volumen requerido. La capacidad de almacenamiento de un tanque varía de acuerdo a las características estructurales y tipo de material que esté compuesto.

Según el volumen de agua que un tanque necesite albergar, se deberá seleccionar un tipo de tanque con un material y características estructurales capaces de soportar la fuerza hidrostática producida por el agua, evitando así mismo filtraciones de agua o en el peor caso el colapso del tanque.

2.4. Sistema de distribución de agua para el consumo

La distribución del agua potable a una población o edificio en específico es un elemento importante en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua, en general, esto se debe a que es el sistema debe hacer llegar el agua a los puntos de interés. Comúnmente los sistemas de agua convencionales a grandes o pequeñas escalas se diseñan de tal forma que se tenga provecho de la altura del sistema de almacenamiento (por topografía natural o por tanques elevados), teniendo como principal fuente de energía la fuerza de gravedad (energía de posición) la cual es una ventaja económica.

En un SCAPT se necesita distribuir el agua potable desde el tanque de almacenamiento hacia la vivienda. Para poder realizar tal fin, se utiliza un equipo hidroneumático compuesto por una bomba centrífuga para impulsar el agua y un tanque presurizado para mantener las presiones en la red domiciliar de agua potable de la vivienda y a la vez reducir el consumo energético.

2.4.1. Sistema de bombeo

Cuando no se cuenta con la suficiente fuerza de gravedad para distribuir el agua desde el tanque de almacenamiento hacia la red domiciliar, se necesita hacer uso de una fuente de energía mecánica que impulse el agua directamente hacia la red o bien hacia un punto más elevado desde donde se pueda hacer uso de la gravedad para posteriormente distribuir el agua hacia la red domiciliar. Los sistemas de bombeo están compuestos por una o más bombas que hacen el trabajo de impulsar el agua.

Cuando el agua es impulsada por la bomba hacia un punto de mayor elevación desde donde posteriormente será distribuida por gravedad en la red, se le denomina sistema Bomba-Tanque-Red; cuando el agua es impulsada por la bomba directamente hacia la red domiciliar, se le denomina sistema Tanque-Bomba-Red, a este último se le puede agregar una batería de tanques presurizados o hidroneumáticos para ayudar a mantener las presiones deseadas en la red; a este sistema se le puede llamar como sistema hidroneumático.

Tanto para el sistema Bomba-Tanque-Red como el hidroneumático, la capacidad de la bomba deberá ser calculada tomando en cuenta, la demanda que deberá suplir, su capacidad, eficiencia y las pérdidas de presión que se produzcan en el sistema.

2.4.2. Equipo hidroneumático

El equipo hidroneumático es básicamente una unidad de presión formada por una o más bombas, uno o varios tanques de almacenamientos de agua a presión, conocidos con el nombre de tanques presurizados, un dispositivo que detecta el estado de presión de la red (presostato), un tablero eléctrico que controla el funcionamiento de la bomba y un conjunto de tuberías, válvulas y accesorios que hacen el conjunto (sarta). Los equipos hidroneumáticos se basan en el principio de compresibilidad o elasticidad del aire cuando es sometido a presión. Se comporta de forma automática y su función es suministrar agua, bombeándola hacia la red domiciliar garantizando presiones constantes en todos los puntos de toma de agua. El equipo hidroneumático está compuesto y dotado principalmente de los elementos que se indican continuación:

Tanque presurizado: Es diseñado para mantener la presión acorde con las exigencias de la red y los ciclos de encendido de la bomba. Al dimensionar el tanque presurizado se deben considerar los ciclos de bombeo correspondientes al número de arranques del motor en la bomba en una hora. La frecuencia de encendido de una bomba debe ser de 4 a 6 ciclos por hora; el ciclo de cuatro arranques por hora se usa para la comodidad del usuario y se considera que con más de seis arranques por hora el motor se puede sobrecalentar, produciéndose desgaste innecesario de las unidades de bombeo y excesivo consumo de energía eléctrica.

Interruptor eléctrico: tiene como objetivo detener el funcionamiento del sistema en caso de faltar el agua en la unidad de almacenamiento.

Válvula de alivio: Esta válvula se coloca cuando existen altas presiones de diseño o cuando se colocan tanques presurizados mayores de 100 litros. Su

función es expulsar el aire que pueda haber ingresado en la tubería de impulsión y que este creen sobre presiones, pudiéndose causar fugas en el sistema. También sirve para permitir el ingreso de aire en la tubería para romper el vacío y que no se produzcan fallas por aplastamiento.

Válvula de retención o de cheque: tienen como objetivo impedir la inversión del flujo de agua en cada una de las tuberías de descarga de las bombas al tanque hidroneumático. La válvula de retención se debe ubicar en posición horizontal antes del equipo de bombeo y después de los tanques presurizados.

Llaves de paso: estas se ubican entre la bomba y el tanque presurizado y entre el tanque y el sistema de distribución, sirven como válvulas de seguridad del sistema, pudiendo regular o estrangular el fluido desde el goteo hasta el cierre completo si sea necesario.

Manómetro de lectura de presión: Este sirve para monitorear las presiones máximas y mínimas en el tanque presurizado y también para poder calibrar el apagado automático de la bomba.

Interruptores de presión: También se conocen con el nombre de presostatos. Son dispositivos que sirven para el arranque a presión mínima y parada a presión máxima y controlar los ciclos de la bomba.

2.4.3. Red domiciliar de agua potable

Está compuesta por el conjunto de tuberías y accesorios hidráulicos con diámetros específicos por donde circula el agua impulsada por la bomba desde el tanque de almacenamiento hacia los puntos de toma de la red. Siendo estos puntos de toma el conjunto de válvulas y aparatos sanitarios por donde el agua es evacuada de las tuberías para su utilización. Los materiales de la red de distribución pueden variar, pero al igual que el resto de los materiales del sistema de captación de agua de lluvia no tienen que desprender toxinas en contacto con el agua. Los materiales más utilizados en Nicaragua en las redes domiciliarias de agua potable son el PVC y el Hierro galvanizado y en algunos casos cobre. Conocer el tipo de material las características de la red de

distribución domiciliar ayuda a determinar la demanda de operación y al cálculo de las pérdidas de cargas en la bomba.

2.4.4. Fuente de energía solar para la bomba

Los sistemas de energía solar capturan los fotones de los rayos solares y extraen su energía mediante el uso de celdas fotovoltaicas interconectadas en serie, formando paneles solares. Los paneles solares también son llamados generadores solares o módulos solares y transforma la luz en corriente directa, la cual se puede almacenar en baterías cuando el consumo es alto, o bien para su utilización cuando se oculta el sol. Las baterías producen voltajes de 12, 24 y 48 voltios en dependencia del número y arreglo de las mismas (arreglo en serie o paralelo). En la actualidad existen bombas solares que trabajan a bajo voltaje utilizando corriente directa; sin embargo, presentan la desventajas que únicamente pueden ser utilizadas durante el día, además que son muy costosas. Las bombas convencionales trabajan con corriente alterna, pero también pueden trabajar utilizando energía solar. Para lograr tal fin se necesita adaptar un dispositivo llamado inversor de corriente, el cual tiene como función convertir la corriente directa en alterna. Es importante que todo sistema solar cuente con un regulador de voltaje para proteger las baterías, evitando que estas se sobrecarguen.

2.5. Tratamiento del agua de lluvia

Para que el agua de lluvia pueda ser empleada para consumo humano, esta debe de ser tratada empleando un método adecuado que garantice la buena calidad y cumpla con las normas de calidad del agua exigidas por el INAA. Generalmente el agua de lluvia presenta bajas unidades de turbidez por lo que utilizando un método de filtración y desinfección se puede llegar a obtener altos niveles de calidad del agua. La limpieza y mantenimiento de los techos en un sistema de recolección de agua de lluvia directamente ayuda a mejorar la calidad del agua de lluvia captada. Nada de lo que se haga para purificar el agua será tan beneficioso como el esfuerzo de mantener el sistema de captación de

agua de lluvia libre de contaminación. Por ejemplo, es importante eliminar las ramas de los árboles que cuelguen sobre el techo, mantener plantas y árboles lo suficientemente retirados del sistema para que las hojas no caigan sobre el techo.

2.5.1. Calidad del agua de lluvia

La buena calidad del agua para beber es esencial para preservar la salud de los usuarios. El agua de lluvia al igual que cualquier otro tipo de fuente de abastecimiento que se utilice, se le considera agua de buena calidad si no contiene bacterias de origen fecal, ni contenidos de sustancias químicas o metales pesados.

El agua no debe de tener olor, color ni sabor. Generalmente el agua de lluvia es agua de alta calidad y para su potabilización, únicamente se requiere desinfectarla. Sin embargo, es necesario realizar un análisis físico químico y bacteriológico del agua de lluvia para garantizar que cumpla con los parámetros exigidos por el INAA para fuentes de abastecimiento de agua potable. Los cuadros 1 y 2 en anexos muestran los parámetros organolépticos y físico-químicos exigidos por el INAA para que una fuente de abastecimiento de agua se adecuada para el consumo humano. El agua de lluvia no es la excepción puesto que también debe cumplir con dichos parámetros.

2.5.2. Principales causas de contaminación del agua de lluvia

Las principales fuentes de contaminación a las que el agua de lluvia puede estar expuesta son biológicas, químicas y metálicas. Cada tipo de contaminación provee buenas razones para que el agua sea tratada para desinfectarla y potabilizarla. Las amenazas biológicas incluyen los varios tipos de patógenos que son transmitidos a través de la orina y excrementos de mamíferos, aves y reptiles que podrían circular por el techo del edificio utilizado como superficie de captación del sistema. Las amenazas químicas pueden provenir de fuentes tales como los pesticidas utilizados para la fumigación en zonas agrícolas o bien

empleados domésticamente, estos pueden ser arrastrados por el viento y hacer contacto con el techo. En zonas volcánicas, las cenizas de pueden causar lluvias acidas, bajando el PH del agua, lo cual puede incrementar la reactividad del agua con los químicos de los materiales del sistema.

Los metales pesados son la tercera fuente principal de contaminación potencial del agua de lluvia. Principalmente provienen del desprendimiento en el agua de elementos, tales como el plomo, zinc o cobre, que algunas veces componen los materiales del propio edificio. La mayoría de los problemas asociados con metales pesados podrían estar asociados con el derramamiento de plomo de las pinturas que no cuentan con un grado alimenticio.

Dado que el agua de lluvia al igual que otras fuentes de agua puede estar expuesta a riesgos de contaminación, es importante contar con un divisor de primeras aguas en el sistema. Con este dispositivo se logra que el agua de lluvia sea recolectada una vez que el techo haya sido lavado, evitando de esta forma el ingreso de cualquier sustancia química u orgánica que se encuentre en la superficie de captación antes de la lluvia.

2.5.3. Divisor de primeras aguas

Los divisores de primeras aguas son dispositivos que atrapan y almacenan el agua inicial proveniente del lavado de la superficie de captación antes de que ingrese al tanque de almacenamiento. Esto permite que toda suciedad o material indeseable que exista en el techo al inicio de la lluvia no se mezcle y contamine el agua almacenada. El dispositivo cuenta con un sistema de cierre automático que se activa una vez que se ha recolectado el volumen de agua requerido para lavar la superficie del techo que se estima en 1 litro por m² de techo. Dicho volumen se almacena en tanques plásticos de 40, 60, 80, 0 120 litros o combinaciones de los mismos de acuerdo al área del techo.

2.5.4. Filtración

El proceso de filtración tiene como función la remoción de las partículas y microorganismos que no fueron retenidas por el dispositivo de intercepción de las primeras aguas, así como también el mejoramiento de las propiedades organolépticas del agua de lluvia al hacer contacto con la antracita o carbón activado que contiene el filtro.

El agua de lluvia presenta valores bajos de unidades de turbidez. El método filtración que se utiliza es el de filtración directa. De acuerdo al INAA esta opción es recomendable para aguas de muy buena calidad y de características constantes: siendo aplicable a aguas con menos de 20 UTN, con valores máximos de 50 UTN solamente durante unos algunos días al año. El color verdadero debe ser menor de 40 unidades y el contenido de algas menor de 2000/ml. Los filtros que contienen lechos de arena y antracita son denominados filtros dobles y para su diseño, las características recomendadas por el INAA se muestran en el cuadro 3 de anexos.

2.5.5. Desinfección

Toda agua para consumo humano debe someterse a desinfección para prevenir cualquier contaminación durante su distribución. Aunque existen diferentes métodos para desinfectar el agua, en Nicaragua el cloro es usado nacionalmente para la desinfección del agua y recomendado por el INAA. El cloro puede ser aplicado como solución de Hipoclorito de Sodio (liquido) o como cloro gas. En general, el Hipoclorito se recomienda para abastecimiento de pequeñas poblaciones. El INAA recomienda hipocloración para capacidades menores de 1 kg/día y caudales de 130 gpm como máximo. (8.20 lt/s).

Un sistema de captación de agua de lluvia para consumo domiciliario está muy por debajo de esos caudales, por lo tanto la hipocloración es el método recomendado. Según el INAA, El tiempo de almacenamiento del hipoclorito no debe ser mayor de un mes y se aplicará diluyendo previamente la solución

concentrada de fábrica (130 gr/l) con agua limpia hasta una concentración máxima de 1% al 3%.

2.6. Identificación del área de estudio

2.6.1. Información social del municipio

San Juan de Cinco Pinos es una municipalidad del departamento de Chinandega en Nicaragua y popularmente se le conoce simplemente como “Cinco Pinos” así llamado en sentido práctico, aunque hay tentativas para acreditarlo jurídicamente como San Juan de Cinco Pinos, debido a la eminente celebración de San Juan el 23 de Junio de cada año. Es cabecera municipal de dicha jurisdicción. Fue fundado entre los años 1840 y 1870. San Juan de Cinco Pinos fue y sigue siendo casi cede principal de administración gubernamental y no gubernamental de los tres municipios vecinos de la zona norte de Chinandega, esto debido a su posición céntrica.

Cuenta con una extensión territorial de 60.8km², una población de 7672 habitantes y una densidad de población de 126 hab/km², además tiene la delegación del Ministerio de educación MINED que funciona como sede central para los demás municipios; una base militar del ejército de Nicaragua conocido como “El Chipote” o “El Comando”, Instalaciones de la Policía Nacional, la Casa Cural de la Arquidiócesis de Chinandega.

La comunidad de El Espino es uno de los principales focos de desarrollo del municipio, allí se encuentra ubicada la sede del Centro de Capacitación Técnica, lugar donde se realizan actividades relativas a la capacitación de jóvenes y adultos en diferentes áreas técnicas entre las cuales se encuentran capacitaciones de agronomía, manejo de recursos forestales, metalmecánica, artesanías, procesamiento de alimentos, computación, energías renovables, entre otras.

2.6.2. Servicios públicos

Educación: El Municipio cuenta con un total de 34 centros de enseñanza entre preescolar, primaria y secundaria, 2323 alumnos, 100 profesores y una relación de 22 alumnos en promedio por maestro. De acuerdo a estudios recientes sólo el 16.5 % de la población adulta del municipio es analfabeta, siendo el área rural donde se concentran la mayor parte de las analfabetas de los municipios colindantes.

Salud: El Municipio cuenta con un Centro de Salud y dos puestos de salud para una atención promedio de 1,000 consultas mensuales, o sea unas 33 consultas diarias. El personal médico lo conforman 3 médicos, 1 odontólogos, 5 enfermeras, 2 auxiliares de enfermería, 1 técnico higienista, 1 laboratorista, y 4 personas que realizan funciones administrativas y de apoyo.

Agua potable y saneamiento: La mayor parte de las viviendas se abastecen de agua de pozos (62%), ojos de agua y ríos. Únicamente en el casco urbano existe un acueducto que abastece de agua potable a 111 viviendas, lo que implica una cobertura del 33% en el casco urbano. La letrina es el medio más usado para la disposición de excretas (el 52% de las viviendas). El resto practica el fecalismo al aire libre.

Energía eléctrica: El municipio cuenta con el servicio público de energía domiciliar, a cargo de la Empresa Nicaragüense de Electricidad. La empresa brinda servicios a través de 315 conexiones domiciliarias (22% de las viviendas), distribuidas en distintas comunidades del municipio. En lo que se refiere al servicio de alumbrado público, se cuenta con 48 luminarias en el casco urbano de la cabecera municipal. Faltan recursos económicos para mejorar el servicio de alumbrado público a nivel urbano. Cerca del 75% de las viviendas del municipio, mayoritariamente rurales no tienen servicio domiciliar por falta de redes primarias y secundarias.

Servicio de telecomunicaciones: El municipio cuenta con el servicio de teléfonos y correos cuya administración está a cargo de la Empresa Nicaragüense de

Telecomunicaciones. Para brindar el servicio a la población existe una oficina de teléfonos, telégrafos y correos, además de la modernización de los servicios de telefonía celular e internet.

Transporte y vías de comunicación: El municipio cuenta únicamente con dos buses de transporte público que realizan un viaje al día en la ruta CINCO PINOS-Somotillo-Chinandega. La Población utiliza también el bus que baja diariamente de San Pedro y el bus de San Francisco, los cuales cubren la ruta hasta Somotillo y Chinandega. No existe ningún tipo de transporte público entre la cabecera municipal y las comarcas. Esta internamente comunicado por unos 40 km de caminos de penetración en regular estado. El casco urbano cuenta con unos 2,000 metros de calles enchapadas con piedra bolón. En todo el municipio el 80% de las viviendas acceden a calles y vías internas de "tierra sin balastre", el 10% por calles empedradas y el 5% por calles de concreto y con "rampa".

2.6.3. Clima, ecología y recursos hídricos

Clima: predomina en la zona de estudio el clima es tropical de sabana; caracterizado por una marcada estación seca de 6 meses de duración, en los meses de Noviembre a Abril; con una precipitación promedio de 800mm anuales. El comportamiento de la temperatura media anual en la zona de estudio corresponde a los 26.5°C. El comportamiento de la temperatura de la temperatura media anual muestra que dentro de la región se puede observar contrastes significativos, provocados por el efecto del relieve y otras condiciones.

Ecología: El municipio de Cinco Pinos está ubicado una zona con extensas áreas de topografía accidentada, con restos de bosques de pino y con pequeños valles de aptitud agropecuaria. Predominan en el municipio los suelos de vocación forestal, muy pedregosos, de topografía accidentada, 30 a 50% de pendiente, de alta fragilidad y baja capacidad productiva; intervenidos por una alta población rural que en forma atomizada desarrolla prácticas agrícolas y pecuarias como única alternativa de subsistencia, causando un deterioro

acelerado del bosque y del suelo. Por causa de la explotación irracional de la fauna silvestre, ésta se ha visto reducida hasta casi su total extinción.

Recursos Hídricos: El territorio es bañado por varios ríos que bajan de las estribaciones sureñas de la sierra de la Botija, fronteriza con Honduras. Entre ellos, El Gallo y El Torondano. Cuenta además con 68 Ojos de agua diseminados por todo el territorio municipal. El potencial para riego, tanto de aguas superficiales como subterráneas es bastante limitado y no ha sido estudiado a detalle. Se considera factible la construcción de micropresas y pequeños proyectos de riego, represando las aguas de las quebradas y de los ríos en el invierno. Los niveles del agua subterránea se encuentran a un promedio de 10 metros.

2.6.4. Ubicación y uso del edificio del proyecto

Ubicación

El complejo donde se implementará el sistema está ubicado en la comunidad del Espino, perteneciente al municipio de San Juan de Cinco Pinos en el departamento de Chinandega.

Uso del edificio

Las instalaciones del centro de capacitación técnica son utilizadas para impartir cursos y capacitaciones técnicas de diferente índole, siendo una opción para la educación de los habitantes de la zona.

Servicios Básicos

El complejo cuenta con los servicios básicos de electricidad; además posee aulas equipadas, oficinas, bar-comedor, auditorio, albergue e instalaciones sanitarias. El abastecimiento de agua potable se hace a través de un sistema por gravedad desde un tanque elevado abastecido por un sistema de bombeo.

Características y Dimensiones del edificio

Las instalaciones del centro están compuestas por 6 edificios distribuidos en diferentes puntos de la propiedad. Los edificios están contruidos de mampostería confinada, paredes repelladas con mortero fino, estructura metálica, la cubierta de techo es zinc (Maxalum calibre 26.), cuya característica constructiva no necesita de pintura, cuyas características geométricas se presentan en anexo (planos de edificios).

Capítulo III

Diseño metodológico

En este trabajo se consideran las normas y criterios técnicos de diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable NTON 09002-99 del INAA. Debido a que estas normas nacionales no hacen mención ni consideración sobre el agua de lluvia como fuente de agua potable, para el diseño del SCAPT se implementan también manuales y normas internacionales. Se han considerado las Normas de diseño e instalación de sistemas de recolección de agua de lluvia de la Asociación Americana para los Sistemas de Recolección de Agua de Lluvia (ARCSA-2009). Además se ha utilizado el manual de Especificaciones Técnicas - Captación de Agua de Lluvia para Consumo Humano OPS/CEPIS/02.60.

3.1. Captación para la recolección de agua de lluvia

La captación del sistema está conformada por el techo del conjunto de edificios seleccionados. El material de la superficie de captación es la cubierta de techo existente del edificio, el cual es de zinc de la línea Maxalum calibre 26, con una pendiente del 25% en dirección a las canaletas de recolección del agua de lluvia ubicadas en los bordes de las caídas de agua. La pendiente que se recomienda debe ser mayor al 5%, satisfaciendo así uno de los principales requisitos del diseño de sistema.

3.1.1. Determinación del área efectiva de captación

El área efectiva de captación se determina haciendo la sumatoria de las áreas de la proyección horizontal del techo de cada uno de los edificios que componen el sistema de captación.

$$A_i = a * b \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde:

A_i : Área de proyección horizontal de techo (m^2).

a: Lado corto del rectángulo formado por la proyección horizontal del techo (m).

b: Lado largo del rectángulo formado por la proyección horizontal del techo (m).

$$Ac = \sum_{i=1}^{i=n} A_i \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde:

Ac: Área efectiva de Captación (m^2).

3.1.2. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía a ser aplicado, se escogerá según cuadro 4 de anexos, en dependencia el material constructivo de la cubierta del techo. El coeficiente de escorrentía incluye las pérdidas de agua por absorción del

material, evaporación y salpicadura de agua en los bordes exteriores de la cubierta de techo.

3.1.3. Calculo de las precipitaciones promedio mensuales

El diseño del sistema de captación de agua de lluvia está basado a partir de los datos de precipitación promedio mensual de los últimos 17 años ocurridos en el municipio de San Juan de Cinco Pinos, en el departamento de Chinandega, mostrados en el cuadro 5 de anexos. Dichos datos de registro meteorológico fueron obtenidos en INETER. El valor de la precipitación promedio mensual será calculado utilizando la ecuación 3.3 y dicho valor podrá ser expresado en términos de milímetros de precipitación por mes; por lo tanto para cumplir con un periodo de análisis de registro histórico de las precipitaciones de 17 años.

$$Pp_i = \frac{\sum_{i=n}^{i=1} P_i}{n}$$

Ecuación 3.3

Donde:

n : Número de años evaluados.

Pi : Valor de precipitación mensual del mes "i", (mm).

Ppi: Precipitación promedio mensual de los meses "i" de todos los años evaluados (mm).

3.1.4. Volumen de agua de lluvia captada

El agua de lluvia total captada en el techo para cada mes será calculada utilizando la ecuación 3.4. Dicho volumen, representa la oferta de agua del sistema para cada mes y para su cálculo se toman en consideración los promedios mensuales de precipitaciones de todos los años evaluados, el material del techo y el coeficiente de escorrentía.

$$V_i = \frac{Pp_i * Ce * Ac}{1000}$$

Ecuación 3.4

Donde:

Vi: Volumen de agua interceptado u oferta correspondiente al mes i (m³)

Ppi: Precipitación promedio mensual (litros/m²).

Ce: Coeficiente de escorrentía (a dimensional).

Ac: Área de captación (m²).

3.2. Conducción del agua al depósito de almacenamiento

La conducción del agua de lluvia captada en el techo será conducida hacia el tanque de almacenamiento, por medio de canaletas y bajantes pluviales, que serán diseñados de acuerdo al volumen máximo de agua que circule a través de ellos. El material propuesto para las canaletas, bajantes pluviales y accesorios de unión y fijación, será de PVC. Puesto que este material no alterara la calidad físico-química del agua recolectada.

3.2.1. Canaletas interceptoras de agua de lluvia

Para el diseño de las canaletas interceptoras de agua de lluvia, se tomarán en cuenta los siguientes criterios según las normas OPS/CEPIS/02.60:

- a) El ancho mínimo de la canaleta será 75 (mm) y el máximo 150 mm.
- b) Las canaletas deberán estar fuertemente adosadas a los bordes más bajos del techo.
- c) El techo deberá prolongarse hacia el interior de la canaleta, como mínimo en un 20% del ancho de la canaleta.
- d) La distancia que debe medir entre la parte superior de la canaleta y la parte más baja del techo debe ser la menor posible para evitar la pérdida de agua.
- e) El máximo tirante de agua en las proximidades del interceptor no deberá ser mayor al 60% de la profundidad efectiva de la canaleta.
- f) La velocidad del agua en las canaletas no deberá ser mayor a 1.00 m/s.
- g) Las uniones entre canaletas deben ser herméticas y lo más lisas posibles para evitar el represamiento del agua.

3.2.2. Capacidad de conducción de canaletas interceptoras

La capacidad de conducción se determinará a partir de la selección del área de la sección transversal de la canaleta, capaz de conducir un caudal máximo de agua. Dicho caudal se calcula en base a la intensidad de lluvia del municipio y el área del tramo de superficie de techo que captará el agua hacia la canaleta.

a) Intensidad Pluviométrica

Para el cálculo de la intensidad pluviométrica (I) se toma en cuenta la máxima intensidad media de 1 hora para un periodo de retorno de 10 años. La intensidad de una lluvia varía con la duración de ésta. Así las lluvias más cortas son generalmente más intensas, lo ideal para realizar un cálculo óptimo en una red de evacuación es elegir en el grafico 1 en anexo, diez minutos de duración de la lluvia y la intensidad se calculará efectuando los siguientes pasos:

1. Identificar en el grafico 1 de anexos la curva correspondiente para un periodo de retorno de 10 años.
2. Elegir una duración de 10 minutos en el eje x.
3. Haciendo coincidir la duración seleccionada de 10 minutos con la curva seleccionada de 10 años de retorno, se obtiene la intensidad pluviométrica en el eje “y” dada en mm/h.

b) Caudal de Diseño:

El caudal de diseño se determina a partir de la ecuación 3.5

$$Q_d = \frac{Ar * I * C_e}{3600} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde:

Q_d = Caudal de diseño que circulará por la canaleta (l/sg).

Ar = Área de proyección horizontal del alero de techo (m^2).

I = Intensidad pluviométrica (mm/h).

C_e = coeficiente de esorrentía (a dimensional).

c) Determinación del área de la sección transversal de la canaleta:

Una vez calculado el caudal de diseño, se determina el área de la sección transversal de la canaleta, utilizando las Ecuaciones 3.6 y 3.7, basadas en la ecuación de continuidad y la ecuación de Manning. Dado que la fórmula de Manning depende del coeficiente de rugosidad, correspondiente al material de la canaleta. Se utiliza como coeficiente de rugosidad el valor de “n” contenido del cuadro 6 en anexos, correspondiente al tipo de material a utilizar para canaleta.

$$Q = A * v \quad \text{Ecuación de continuidad.}$$

$$v = \left(\frac{1}{n}\right) * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2} \quad \text{Formula de Manning.}$$

$$Q_{mc} = A * v = \left(\frac{A}{n}\right) * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

$$R = \frac{A}{P} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Donde:

Q_{mc} = Caudal máximo de la sección de canaleta propuesta (m^3/s).

A = Sección transversal en (m^2).

n= Coeficiente de rugosidad de la canaleta (a dimensional).

R = Radio hidráulico en (m).

S = Pendiente de la canaleta (decimal).

P = Perímetro mojado en (m).

3.2.3. Diseño de los bajantes pluviales

Para el diseño de los bajantes pluviales se deberá cumplir con los siguientes criterios:

1. El caudal de diseño máximo en las bajantes de aguas pluviales no debe ser superior a la capacidad dada en el cuadro 14 de anexos, debiéndose usar un nivel de llenado $f=0,33$; definido como la proporción de la sección transversal llena de agua.
2. El diseño del bajante pluvial consistirá en la selección del diámetro de tubería PVC a utilizar.

a) Capacidad de conducción de los bajantes pluviales.

El cálculo del caudal pluviométrico expresado en l/seg con el cual se determinará el diámetro adecuado del bajante pluvial, se efectuará utilizando la ecuación 3.4; utilizada anteriormente para el cálculo del caudal de diseño de la canaleta. Una vez calculado el caudal de diseño del bajante pluvial, se hará uso de la fórmula de Willi- Eaton mostrada en la ecuación 3.8 para determinar el diámetro de la tubería, el cual debe ser menor al caudal mostrado en el cuadro 14 de anexos para el diámetro seleccionado.

$$Q_{mb} = (2.5 * 10^4) * (n^{0.167}) * (d_j^{2.667}) * (f^{1.667}) \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Donde:

Q_{mb} : Caudal de máximo de bajante (lps/seg)

n : Rugosidad de la tubería (mm)

d_i : Diámetro interior de la tubería propuesta (mm)

f : Nivel de llenado (a dimensional)

3.2.4. Diseño de tubería de conducción al tanque

Para el diseño de la tubería de conducción al tanque se deberá cumplir con los siguientes criterios:

1. El caudal de diseño máximo en las bajantes de aguas pluviales no debe ser superior a la capacidad dada en el cuadro 14 de anexos, debiéndose usar un nivel de llenado $f=0,33$; definido como la proporción de la sección transversal llena de agua.
2. El diseño de la tubería de conducción al tanque consistirá en la selección del diámetro de tubería PVC a utilizar.

a) Capacidad de conducción.

El cálculo del caudal pluviométrico expresado en l/seg con el cual se determinará el diámetro adecuado de la tubería de conducción al tanque, se efectuará utilizando la ecuación 3.4; utilizada anteriormente para el cálculo de los bajantes Pluviales acumulados según la distribución de las secciones que

compondrán la línea de conducción. Una vez calculado el caudal de diseño del bajante pluvial, se hará uso de la fórmula de Willi- Eaton mostrada en la ecuación 3.9 para determinar el diámetro de la tubería, el cual debe ser menor al caudal mostrado en el cuadro 14 de anexos para el diámetro seleccionado.

$$Q_{di} = (2.5 * 10^4) * (n^{0.167}) * (d_i^{2.667}) * (f^{1.667}) \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Donde:

Q_d : Caudal del bajante de cada uno de los edificios (l/s)

n : Rugosidad de la tubería (mm)

d_i : Diámetro interior de la tubería (mm)

f : Nivel de llenado (a dimensional)

3.3. Diseño del tanque de almacenamiento

Para el diseño de la unidad de almacenamiento del agua de lluvia se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) El tanque de almacenamiento deberá contar con tapa sanitaria de 0,60 x 0,60 m para facilitar la limpieza o el mantenimiento; drenaje de fondo para la eliminación del agua de lavado; grifo situado a 0,10 m por encima del fondo; rebose situado a 0,10 m por debajo del techo e ingreso del agua de lluvia.
- b) El interior del tanque de almacenamiento deberá ser impermeable y el agua no debe entrar en contacto con el medio ambiente a fin de garantizar la calidad del agua.
- c) El extremo de la tubería de drenaje y de rebose deben apartarse de la pared del tanque de almacenamiento no menos de un metro y descargar a una canaleta para su disposición final.
- d) El volumen del tanque de almacenamiento se determina por medio del balance de masa, entre el volumen acumulado de la precipitación pluvial promedio mensual de los últimos 20 años y la demanda mensual de agua destinada al consumo humano.

- e) El volumen neto del tanque de almacenamiento es la resultante de la sustracción de los valores máximos y mínimos de la diferencia de los acumulados entre la oferta y la demanda de agua.
- f) El volumen para el diseño del tanque de almacenamiento será igual al 110% del volumen neto.

3.3.1. Selección del tanque de almacenamiento

a) Tipo de Tanque:

El tanque de almacenamiento propuesto será enterrado o tipo cisterna y tendrá una altura máxima de 3 m.

b) Clase de Tanque:

El tanque de almacenamiento propuesto será construido de mampostería, utilizando piedras canteras, confinadas a un sistema de vigas y columnas de concreto reforzado. El interior de todo el tanque será impermeabilizado, repeliéndolo y afinándolo con cemento. Posteriormente se le aplicara 2 capas de pintura epóxica grado alimenticio para evitar que el cemento cambie las propiedades organolépticas del agua almacenada y las dimensiones son calculadas con la ecuación 3.10.

$$V = a * L * h$$

Ecuación 3.10

Donde:

V: Volumen de almacenamiento (m³).

a: Lado corto del tanque (m).

L: Lado largo del tanque (m).

h: Altura máxima del tanque (m).

3.3.2. Localización del tanque de almacenamiento

El tanque de almacenamiento está ubicado en el extremo oeste de los edificios con distancias lo más cerca posible a ellos; para reducir pérdidas de presión en el sistema, a como se muestra en anexos (Plano de distribución arquitectónica)

3.3.3. Determinación de la demanda de agua potable

Para el cálculo de la demanda de agua se toman en cuenta los siguientes criterios:

1. El número de usuarios del sistema correspondiente al número de personas que se espera visiten el edificio diariamente.
2. La dotación de agua para cada persona se calculara haciendo uso del cuadro 7 anexos.

Una vez conociendo la dotación para cada usuario, la demanda de agua se calcula haciendo uso de la ecuación 3.11.

$$Dm = \frac{N_u * N_d * Dot}{1000} \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Donde:

Dm: Demanda mensual de agua (m³)

Nu: Número de usuarios (personas)

Nd: Número de días del mes analizado (días)

Dot: Dotación de agua (litros/persona/día)

3.3.4. Capacidad del tanque de almacenamiento

Para determinar el volumen de almacenamiento, es necesario hacer un análisis del volumen de agua captado versus la demanda para cada uno de los meses evaluados en el diseño. Teniendo como base los valores obtenidos en la determinación de la demanda mensual de agua y el volumen mensual de agua de lluvia captada, se procede a calcular el volumen acumulado de los meses, iniciando con el mes de mayor precipitación y se calcula la diferencia de los

valores acumulados de cada uno de los meses de la oferta y la demanda respectivamente utilizando la Ecuación 3.12.

$$Vt_i = \sum_{i=1}^{i=n} Vi \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Donde:

Vi: Volumen de agua interceptado en el año (m³).

Vti: Volumen del tanque de almacenamiento necesario para el año (m³).

3.4. Sistema de distribución de agua para el consumo

3.4.1. Diseño de Red de distribución domiciliar de agua potable

Para el diseño de la red de distribución domiciliar se tomaron en consideración los siguientes criterios:

1. Se dimensionará únicamente la línea principal de agua potable, siendo esta medida desde la bomba hasta el punto de presión más crítico.
2. Se tomará como valor de velocidad mínima 0.66 m/s y velocidad máxima 2m/s.
3. El dimensionamiento de las ramificaciones, corresponderá al diámetro de las piezas sanitarias en los puntos de toma y se mantendrá una velocidad permisible.
4. La selección del diámetro de la tubería de la línea principal de agua potable se calcula utilizando la fórmula de la continuidad, mostrada en la ecuación 3.13.

$$Q_b = A * v \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Donde:

v: Velocidad (m/s).

A: Área de la sección transversal (m²).

Q_b: Caudal de bombeo (m³/s).

Caudal de Bombeo:

Para el cálculo del caudal de bombeo se uso el método de número de unidades de gasto, el cual está basado en el método de Hunter y al mismo tiempo en un estudio probabilístico de la posibilidad de uso de las piezas sanitarias y en función de esto, se le asigna a las mismas, el número de unidades de gastos. El cuadro 8 en anexos muestra las unidades de gastos asignadas a las piezas sanitarias. Con el número total de unidades de gastos que sirve la red de distribución, El caudal de bombeo podrá estimarse utilizando la ecuación 3.14 que se muestra a continuación.

$$Q_b = (UG) * 0.83 \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Donde:

Q_b : Caudal de bombeo (l/s).

UG: Total de unidades de gastos o puntos de toma (l/s).

3.4.2. Bomba centrífuga horizontal

Tuberías y válvulas en succión:

Para la tubería de succión de la bomba se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Nunca se deberán usar diámetros menores a los diámetros de la descarga de la bomba.
2. En el extremo de la tubería de succión se instala una válvula de pie con coladera.
3. La línea de succión deberá ser lo más corta y recta posible, debiendo ser evitados los cambios de dirección cerca de la bomba.
4. La línea de succión debe llegar hasta la bomba, evitando la mínima cantidad de accesorios.
5. Si el diámetro de la tubería de succión resulta mayor que el de la de admisión, se deberá conectar por medio de una reducción excéntrica.
6. El tipo de uniones que se utilizaran entre la bomba y la tubería de succión serán de tipo.
7. El tamaño de diámetro de succión será calculado con la ecuación 3.15

$$\phi = 1.3 * \left(\frac{n}{24 \text{ horas}} \right)^{0.25} * \sqrt{Q_b}$$

Ecuación 3.15

Tuberías y válvulas en descarga:

La bomba tendrá su descarga hacia un tanque presurizado, el que a la vez tendrá su descarga hacia la red domiciliar de agua potable, cuyos diámetros serán calculados. Para este diseño se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

1. En la tubería de descarga de la bomba, se deberá proyectar una válvula de compuerta y una de retención.
2. La válvula de retención en la descarga de la bomba está ubicada entre la bomba y la válvula de compuerta.
3. En la tubería de descarga del tanque presurizado se deberá proyectar una válvula de retención que está ubicada entre el tanque y la red domiciliar.
4. Se proyectará una válvula de alivio para proteger la instalación del golpe de ariete.
5. Se deberán colocar uniones de tipo maleables entre la bomba y tanque presurizado y entre el tanque presurizado y la red domiciliar.

Pérdidas de presión en tuberías

Para el cálculo de pérdidas de presión se considerarán tanto las pérdidas por fricción, como las pérdidas locales ocasionadas por el uso de accesorios en la tubería. Dichas pérdidas se calcularán a partir de la fórmula de Hazen William, la cual toma en cuenta la longitud total de la tubería, el tipo de material, el diámetro y el caudal, los que se muestran en los cuadros 9 y 10 de los anexos, y se calcula con la siguiente ecuación:

$$hp = 10.67 * \left(\frac{Q_b}{C} \right)^{1.852} * \frac{L}{D^{4.87}}$$

Ecuación 3.16

Donde:

hp: Pérdida de carga (m).

L: Longitud total de la tubería (m).

Q: Caudal en (m³/s).

D: Diámetro de la tubería (m).

Carga total dinámica de bombeo (CTD).

Para el cálculo de la carga total dinámica de bombeo se tomarán en cuenta todos los obstáculos que tendrá que vencer el líquido impulsado por la bomba para poder llegar hasta un punto específico, considerado la toma más desfavorable. La expresión para el cálculo de la CTD proviene de la ecuación de Bernoulli y es como se indica en la Ecuación 3.17.

$$CTD = \sum hf + hr \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Donde:

$\sum hf$: La sumatoria de pérdidas por fricción.

hr : Presión residual o de trabajo (m).

Potencia hidráulica de la bomba.

La potencia se calcula utilizando la ecuación 3.18.

$$Ph = \frac{\gamma * Q_b * CTD}{75 * n} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Donde:

Ph: Potencia hidráulica de la bomba en caballos de fuerza (HP).

Q_b: Caudal de Bombeo (m³/s).

CTD: Carga total dinámica (m).

γ : Peso específico del agua (kg/m³).

n: Eficiencia de la bomba.

Potencia eléctrica del motor.

Para el cálculo de la potencia eléctrica del motor se considera un factor de pérdida de potencia de 1.2 en base a las pérdidas que existen en la entrega de potencia hidráulica de la bomba. Siendo por tanto la potencia eléctrica calculada mediante la ecuación 3.19.

$$Pe = 1.20 * Ph \quad \text{Ecuación 3.19.}$$

Donde:

Pe: potencia eléctrica (Watts).

Ph: Potencia Hidráulica (Watts).

3.4.3. Dimensionamiento del tanque hidroneumático

El dimensionamiento del tanque a presión, se efectuará tomando como parámetros de cálculo el caudal de bombeo (Q_b), los ciclos de bombeo por hora (U), y las presiones de operación. El procedimiento se resume en cuatro pasos, cada uno con su respectiva ecuación:

a) Determinación del ciclo de bombeo:

Representa el tiempo transcurrido entre los arranques consecutivos de la bomba en un intervalo de una hora. Por norma, se usa una frecuencia de arranques de 4 a 6 arranques por hora. Para este trabajo se considera que la bomba se debe activar 6 veces en una hora. El ciclo de bombeo se calcula utilizando la ecuación 3.20.

$$TC = \frac{1 \text{ hora}}{U} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

Donde:

TC: Ciclo de bombeo

U = Número de arranques (para este trabajo se considera U= 6)

b) Determinación del volumen útil del tanque presurizado

El volumen útil se define como el volumen utilizable del volumen total del tanque y representa la cantidad de agua a suministrar entre la presión máxima y la presión mínima. El volumen útil se calcula con la ecuación 3.21 mostrada a continuación.

$$Vu = \frac{TC * Qb}{U} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Donde:

Qb: Caudal de bombeo (l/s).

TC: Ciclo de bombeo.

Vu: Volumen útil del tanque (litros).

U: Número de arranques.

c) Cálculo del porcentaje de volumen útil:

Está representado por la relación del 90% del volumen total del tanque y la presión utilizable comprendida entre la presión máxima y mínima en porcentaje, y se podrá calcular a través de la ecuación 3.22.

$$V_{up} = 90\% * \frac{(P_{max} * P_{min})}{P_{min}} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

Donde:

Vup: Porcentaje de volumen útil (%).

P_{max} = presión máxima del sistema (psi).

P_{min} = presión mínima del sistema (psi).

d) Cálculo del volumen del tanque presurizado:

El volumen total del tanque a presión a utilizar, se calcula a partir de la ecuación 3.23.

$$V_t = \frac{V_u}{V_{pu}/100} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Donde:

Vt: Volumen total del tanque presurizado (lts).

Vup: Porcentaje de volumen útil (%).

Vu: Volumen útil del tanque presurizado (lts).

3.4.4. Diseño del sistema de energía solar para abastecer la bomba

El dimensionamiento de los componentes del sistema fotovoltaico se realizará de acuerdo a las normas norteamericanas UL 1703, UL 1741 y IEC 61730.

Inversor de Corriente.

El dimensionamiento del inversor de corriente, se determina a partir de la corrección de la potencia requerida del sistema, utilizando la ecuación 3.24, donde la potencia del inversor deberá ser mayor a la potencia corregida calculada.

$$P_c = P_e * F_d$$

Ecuación 3.24

Donde:

P_c: Potencia corregida del sistema (watts).

P_e: Potencia requerida del sistema (watts/día).

F_d: Factor de corrección de potencia.

Se utiliza un factor de corrección de potencia de 1.05 de acuerdo a la eficiencia del inversor. Este factor prevé la pérdida de potencia que ocurre entre el cambio de corriente directa a corriente alterna. Una vez conocida la potencia corregida del sistema, se podrá seleccionar el tipo de inversor de los cuadros de especificaciones dadas por los fabricantes. En este diseño se utiliza un inversor de la marca Xantrex, por lo tanto el inversor a utilizar se podrá seleccionar del cuadro 12 de anexos, debiendo ser la potencia de este mayor que la potencia corregida del sistema.

Determinación de la cantidad de Paneles fotovoltaicos.

Para el cálculo de las cantidades de paneles solares se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Existencia en el mercado, de paneles solares de 60, 75, 100 o 120 watts, compuestos por celdas fotovoltaicas del tipo mono cristalinas. Para este trabajo se utilizan paneles de 60 watts por ser los más comunes en el mercado.
2. La cantidad de horas de uso del equipo de bombeo será de 8 horas máxima, puesto que este es el periodo de tiempo que el edificio está abierto al público diariamente.

3. La cantidad de paneles solares a utilizar se determina a partir de la ecuación 3.25, donde se debe conocer la potencia corregida del sistema y el número de horas máximo que se utilizara el equipo de bombeo.

$$P_s = \frac{P_c * N_h}{P_{ps} * H_s} \quad \text{Ecuación 3.25}$$

Donde:

Ps: Cantidad de paneles solares de 60 Watts a utilizar (Unidades).

Nh: Número de horas máximo de utilización del equipo de bombeo (h/día), que corresponde a 8 horas.

Pc: Potencia corregida del sistema (watts).

Pps: Potencia del panel solar (watts), que corresponde a 60 watts.

Hs: Cantidad de horas de luz solar efectiva en un día (h).

Calculo del banco de baterías ciclo profundo.

La cantidad del banco o número de baterías, el voltaje y el tipo de arreglo a utilizarse; están en dependencia de la potencia requerida por el sistema, la eficiencia de los equipos que lo componen y la profundidad de descarga de las baterías.

a) Ajuste de Energía por eficiencia de equipos:

La ecuación 3.26 permite realizar un ajuste de energía tomando en cuenta la eficiencia de equipos, obtenida de las hojas técnicas del fabricante.

$$A_e = \frac{P_c * N_h}{E_b * E_i * E_c} \quad \text{Ecuación 3.26}$$

Donde:

Ae: Ajuste de eficiencia de equipos (watts/día)

Pc: Potencia Corregida del sistema (watts/día)

Nh: Número de horas máximo de utilización del equipo de bombeo (h)

Eb: Eficiencia de las baterías, se usa 0.85 (cuadro 13 en anexos)

Ei: Eficiencia del inversor, se usa 0.95 (cuadro 12 en anexos)

Ec: Eficiencia del cableado, algunas normas internacionales recomiendan utilizar 0.97.

b) Ajuste de energía por profundidad de descarga de baterías:

La profundidad de descarga representa el porcentaje de descarga de la batería, comparada a su capacidad. Las baterías ciclo profundo están capacitadas para descargarse un cien por ciento; sin embargo, los fabricantes recomiendan no descargar la batería más de un ochenta por ciento para aumentar su vida útil. El ajuste por profundidad de descarga de las baterías se calcula con la ecuación 3.27.

$$Apc = \frac{Ae}{Fdb} \quad \text{Ecuación 3.27.}$$

Donde:

Apc: Ajuste por profundidad de descarga de las baterías (watts/día).

Ae: Ajuste de eficiencia de equipos (watts/día).

Fdb: Factor de descarga de las baterías, que corresponde a 0.8.

c) Capacidad de carga requerida por el sistema:

El voltaje del sistema depende del voltaje de corriente directa (DC) del inversor. Los modelos varían desde 12 voltios DC, hasta 48 Voltios DC. Para este diseño se comienza los de 12 voltios DC, siendo estos los más económicos. La capacidad de carga requerida por el sistema, podrá ser calculado utilizando la ecuación 3.28.

$$Cs = \frac{Apc}{Vs} \quad \text{Ecuación 3.28}$$

Donde:

Cs: Capacidad de Carga requerida por el sistema (amp/h/día).

Apc: Ajuste por profundidad de descarga de las baterías (watts/día).

Vs: Voltaje del sistema que será igual al del inversor (12 voltios).

d) Determinación del número de baterías en paralelo y en serie:

La cantidad de batería en serie y en paralelo a utilizar, se determina a partir de las ecuaciones 3.29 y 3.30 respectivamente.

$$Bs = \frac{Vs}{Vb}$$

Ecuación 3.29

Donde:

Bs: Numero de baterías ubicadas en serie.

Vs: Voltaje del sistema (Voltios).

Vb: Voltaje de las baterías (Voltios).

$$Bp = \frac{Cs}{Cb}$$

Ecuación 3.30

Donde:

Bp: Numero de baterías ubicadas en paralelo.

Cb: Capacidad de carga de las baterías (amperes hora; AH).

Cs: Capacidad de Carga requerida por el sistema (AH/día).

El banco de baterías se determina a través de la siguiente ecuación:

$$Bb = Bs * Bp$$

Ecuación 3.31

Donde:

Bb: Banco de baterías.

Bs: Numero de baterías ubicadas en serie.

Bp: Numero de baterías ubicadas en paralelo.

3.5. Tratamiento del agua de lluvia

Dado que el agua de lluvia es de excelente calidad y posee baja turbidez (menor de 5 NTU), únicamente es necesario desinfectar el agua para posteriormente consumirla. Sin embargo para este diseño se considera filtración y desinfección, aplicándose los criterios recomendados por el INAA y la organización mundial de la salud para la desinfección del agua para consumo humano.

3.5.1. Filtración del agua de lluvia

Para la filtración del agua de lluvia se utilizara un filtro de cartucho ubicado entre el sistema de bombeo y la red domiciliar de agua potable. La selección del filtro de cartucho se hará de acuerdo a la capacidad que posea de retener las partículas en suspensión en del agua según la ficha técnica del fabricante.

3.5.2. Selección del divisor de primeras aguas

Para la selección del divisor de primeras aguas se toman en consideración los siguientes criterios:

- a) El volumen del divisor se calcula a razón de un 0.25 mm de precipitación por metro cuadrado del área del techo drenado.
- b) El vaciado del divisor se efectuara al inicio de las lluvias después de un periodo seco y periodos no mayores a tres días de inactividad lluviosa durante el invierno.
- c) El diámetro mínimo del tubo de bajada del interceptor no será menor de 75 mm.
- d) La parte superior del interceptor deberá contar con un dispositivo de cierre automático, cuyo diámetro debe ser una pulgada mayor al diámetro del bajante pluvial (Figura 3.3).
- e) La longitud del tubo del dispositivo de cierre automático será de 0.30 metros.
- f) El divisor contará con una válvula entre el bajante pluvial y el dispositivo de cierre automático, que permita el cambio de flujo de agua hacia el tanque de almacenamiento, en caso que el operador lo estime conveniente.
- g) El fondo del tanque de almacenamiento del interceptor deberá contar con una válvula para el drenaje del agua luego de concluida la lluvia.

3.5.3. Desinfección del agua de lluvia

El método a utilizar para la desinfección del agua de lluvia será cloración con hipoclorito de sodio con una concentración del 3% a una dosis de 1.5 miligramo

por litro (mg/l) en periodos lluviosos y 3 mg/l en periodos secos. El tiempo de almacenamiento máximo del agua clorada no será mayor a 30 días.

El cálculo de la dosificación de hipoclorito de sodio se hará en base a la dosis de cloro a utilizar y el volumen de agua almacenada y la dosificación será mayor en periodos secos que en periodos lluviosos. La ecuación 3.32 proporcionada por ENACAL, se utilizara para determinar el volumen dosificador de hipoclorito de sodio.

$$Vd = \frac{Dosis * Vol}{454.2} \quad \text{Ecuación 3.32}$$

Donde:

Vd: Volumen dosificador o cantidad de cloro a utilizar (Glns).

Dosis: Dotación de cloro en mg/l (1.5 mg/l en periodo lluvioso y 3 mg/l en periodo seco).

Vol: Volumen de agua a clorar (m³).

Capítulo IV

Cálculos y Resultados

4.1. Captación para la recolección de agua de lluvia

4.1.1. Determinación del área efectiva de captación

De la figura 3.1, se obtienen los siguientes datos relacionados a la geometría del techo de cada uno de los edificios que componen el sistema:

Cuadro 4.1 Dimensiones principales de los edificios.

Tipo	Lado corto (a)	Lado largo (b)	A	Ar= (0.5*Ac)
Tipo A	7.21 m	17.28 m	124.59 m ²	62.29 m ²
Tipo B	6.0 m	7.0 m	42.0 m ²	21 m ²

Fuente: Elaboración propia.

Conociendo estos datos, el área efectiva de captación (Ac) de cada uno de los tipos de edificios, se calculará utilizando ecuación 3.2 y seleccionando 4 edificios Tipo A y 2 edificios Tipo B, se obtiene:

$$Ac = \sum_{i=1}^{i=n} A_i \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$Ac = 4 * 124.59m^2 + 2 * 42m^2$$

$$Ac = 498.36m^2 + 84m^2$$

$$Ac = 582.36 m^2$$

4.1.2. Calculo de las precipitaciones promedio mensuales

A partir de los datos de precipitaciones mostrados en la cuadro 3.2 se procede a calcular la precipitación promedio mensual para cada uno de los meses evaluados y utilizando la ecuación 3.3.

$$Pp_i = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} P_i}{n} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

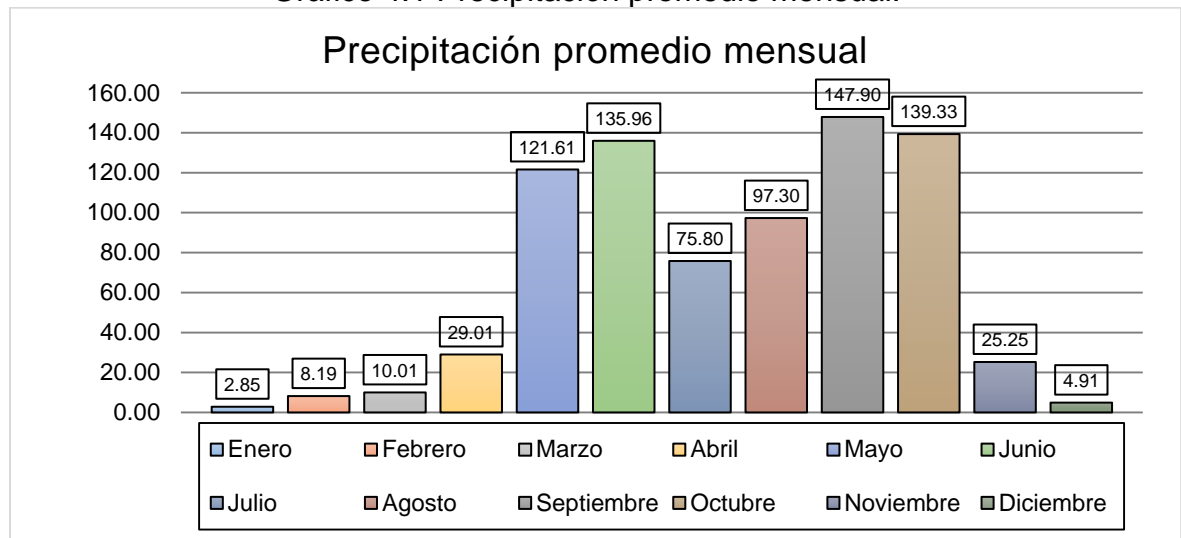
Cuadro 4.2 Resultados de Precipitaciones promedio Mensual en San Juan de Cinco Pinos, Chinandega durante el periodo de los años de 1999 al 2015

Meses Evaluados	Precipitación Promedio Mensual (mm)
Enero	2.85
Febrero	8.19
Marzo	10.01
Abril	29.01
Mayo	121.61
Junio	135.96
Julio	75.80
Agosto	97.30
Septiembre	147.90
Octubre	139.33
Noviembre	25.25
Diciembre	4.91
Precipitación Promedio Anual (mm)	798.12

Fuente: Estadísticas de INETER.

La siguiente grafica muestra el comportamiento de las precipitaciones promedio mensuales en los últimos diecisiete años en el municipio de San Juan de Cinco Pinos, en departamento de Chinandega.

Gráfico 4.1 Precipitación promedio mensual.



Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. Volumen de agua de lluvia captada

Considerando los promedios mensuales de precipitaciones de todos los meses evaluados, el material del techo y el coeficiente de escorrentía, se procede al cálculo de la estimación del volumen de agua captada para cada uno de los meses analizados, utilizando la Ecuación 3.4.

$$V_i = \frac{Pp_i * Ce * Ac}{1000} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Datos:

Área efectiva de captación (A_c) = 582.36 m²

Coeficiente de escorrentía (C_e) = 0.90 para cubiertas de techos de zinc galvanizado (Cuadro 3.1).

Cuadro 4.3 Estimación de Agua de Lluvia Captada Mensualmente en los Edificios.

Meses Evaluados	Volumen de Agua Captado Mensualmente (m ³)
Enero	1.494
Febrero	4.293
Marzo	5.246
Abril	15.205
Mayo	63.738
Junio	71.259
Julio	39.728
Agosto	50.997
Septiembre	77.517
Octubre	73.026
Noviembre	13.234
Diciembre	2.573
Volumen de Agua Captado Anualmente (m³)	418.310

Fuente: Elaboración propia (estadísticas de INETER).

Cuadro 4.4 Cuadro resumen de elementos de captación.

Parámetro	Magnitud
Área de captación	582.36m ²
Precipitación promedio mensual	798.12mm
Volumen de captación	418.32m ³

Fuente: Elaboración propia.

4.2. Conducción del agua al depósito de almacenamiento

4.2.1. Capacidad de conducción de canaletas interceptoras

a) Determinación de la intensidad pluviométrica:

Se determina que la intensidad pluviométrica para el municipio de San Juan de Cinco Pinos es de 145 mm/h. Siguiendo los pasos 1, 2 y 3 y haciendo uso del grafico 2 de anexos.

b) Caudal de Diseño:

Antes de utilizar la ecuación 3.5, cabe destacar que el área a utilizar en esta ecuación es la correspondiente a la sección de mayor superficie en los edificios, la cual será correspondiente a la mitad del área de proyección de techo de los edificios Tipo A y Tipo B respectivamente, por las características estructurales del techo de las edificaciones en estudio (techo a dos aguas).

$$Q_d = \frac{Ar * I * C_e}{3600} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde:

Q_d = Caudal de diseño que circulará por la canaleta (l/sg).

Ar = Área de proyección horizontal del alero de techo (m^2).

I = Intensidad pluviométrica (mm/h).

C_e = coeficiente de escorrentía (a dimensional).

- Caudal de diseño de canaleta del edificio Tipo A:

$I = 145 \text{ mm/h.}$

$C_e = 0.9$ (cuadro 4 anexos).

$Ar = 0.5 * 124.59 m^2$

$Ar = 62.3 m^2$

$$Q_d = \frac{62.3 m^2 * 145 mm/h * 0.90}{3600} = 2.26 l/s$$

$$Q_d = \frac{2.26 l/s}{1000 l/m^3} = 0.00226 m^3/s$$

- Caudal de diseño de canaleta:

$$I = 145 \text{ mm/h.}$$

$$C_e = 0.9 \text{ (cuadro 3.1).}$$

$$A_r = 0.5 * 42 \text{ m}^2$$

$$A_r = 21 \text{ m}^2$$

$$Q_d = \frac{21 \text{ m}^2 * 145 \text{ mm/h} * 0.90}{3600} = 0.761 \text{ l/s}$$

$$Q_d = \frac{2.26 \text{ l/s}}{1000 \text{ l/m}^3} = 0.000761 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cuadro 4.5 Resumen de caudales de Diseño.

Edificio	Ac (m ²)	Ar (m ²)	Qd (l/s)
Tipo A	124.59	62.29	2.26
Tipo B	42	21	0.761

Fuente: Elaboración propia.

c) Dimensionamiento de la canaleta a utilizar.

Haciendo uso de la ecuación 3.6 y 3.7 se procede a calcular el caudal máximo de la canaleta de sección cuadrada, usando las dimensiones de canaletas de PVC que existen en el mercado, donde:

$$Q_{mc} = A * v = \left(\frac{A}{n}\right) * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

$$R = \frac{A}{P} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Simplificación de las fórmulas para una sección cuadrada:

$$A = b * y \quad \text{Área de la sección.}$$

$$P = b + 2y \quad \text{Perímetro mojado.}$$

$$Q_{mc} = \left(\frac{(b * y)}{n}\right) * \left(\frac{(b * y)}{(b + (2y))}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{1/2} \quad Q_{\max}, \text{ simplificado.}$$

$$Q_{mc} = \left(\frac{1}{0.009} \right) * \frac{(b * y)^{\frac{5}{3}}}{(b + (2 * y))^{\frac{2}{3}}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Q_{mc} = Caudal máximo de la sección de canaleta propuesta (m^3/s).

A = Sección transversal en (m^2).

n = Coeficiente de rugosidad de la canaleta (a dimensionar).

R = Radio hidráulico en (m).

S = Pendiente de la canaleta (decimal).

P = Perímetro mojado en (m).

b = ancho de la canaleta (m).

y = profundidad del tirante de agua, asumido a $\frac{3}{4}$ b (m).

S = pendiente de inclinación, tomando como partida 0.5% (pendiente mínima).

n = coeficiente de rugosidad.

Edificio Tipo A:

Canaleta cuadrada de 3" (0.075m).

b = 0.075m.

y = 0.056m.

S = 0.5% (pendiente mínima).

n = 0.009 (Para PVC, cuadro 3.3)

$$Q_{mc} = \left(\frac{1}{0.009} \right) * \frac{(0.075 * 0.056)^{\frac{5}{3}}}{(0.075 + (2 * 0.056))^{\frac{2}{3}}} * 0.005^{\frac{1}{2}} = 0.00264 \text{ } m^3/s$$

$$0.00264 \text{ } m^3/s > 0.00226 \text{ } m^3/s$$

El caudal calculado por medio de la fórmula de Manning es mayor que el caudal del techo en un 17% de edificio Tipo A y por lo tanto se recomienda usar esta sección.

Edificio Tipo B:

Canaleta cuadrada de 2" (0.05m).

b= 0.05m.

y= 0.0375m.

S= 0.5% (pendiente mínima).

n= 0.009 (Para PVC, cuadro 3.3)

$$Q_{mc} = \left(\frac{1}{0.009} \right) * \frac{(0.05 * 0.0375)^{\frac{5}{3}}}{(0.05 + (2 * 0.0375))^{\frac{2}{3}}} * 0.005^{\frac{1}{2}} = 0.000895 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$0.000895 \text{ m}^3/\text{s} > 0.000761 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal calculado por medio de la fórmula de Manning es mayor que el caudal del techo en un 17.7% de edificio Tipo B y por lo tanto se recomienda usar esta sección.

Comprobación de la velocidad.

Edificio Tipo A:

$$v = \left(\frac{1}{n} \right) * \frac{(b * y)^{\frac{2}{3}}}{(b + 2y)^{\frac{2}{3}}} * S^{\frac{1}{2}}$$

b= 0.075m.

y= 0.056m.

S= 0.5% (pendiente mínima).

n= 0.009 (Para PVC, cuadro 3.3)

$$v = \left(\frac{1}{0.009} \right) * \frac{(0.075 * 0.056)^{\frac{5}{3}}}{(0.075 + (2 * 0.056))^{\frac{2}{3}}} * 0.005^{\frac{1}{2}} = 0.626 \text{ m/s}$$

$$0.626 \text{ m/s} < 1.0 \text{ m/s}$$

La velocidad del flujo no sobrepasa la establecida en la normativa, por lo tanto es viable usar una canaleta PVC cuadrada de 3".

Edificio Tipo B:

$$v = \left(\frac{1}{n}\right) * \frac{(b * y)^{2/3}}{(b + 2y)^{2/3}} * S^{1/2}$$

b= 0.05m.

y= 0.00375m.

S= 0.5% (pendiente mínima).

n= 0.009 (Para PVC, cuadro 3.3)

$$v = \left(\frac{1}{0.009}\right) * \frac{(0.05 * 0.00375)^{2/3}}{(0.05 + (2 * 0.00375))^{2/3}} * 0.005^{1/2} = 0.626 \text{ m/s}$$

$$0.626 \text{ m/s} < 1.0 \text{ m/s}$$

La velocidad del flujo no sobrepasa la establecida en la normativa, por lo tanto es viable usar una canaleta PVC de 2".

Cuadro 4.6 Resumen de dimensiones de canaletas a utilizar.

Edificio	Tamaño de canaleta (m)		Caudal (m ³ /s)		Velocidad (m/s)	
	b	a	Q _d	Q _{mc}	Calculado	Permisible
Tipo A	0.075	0.075	0.00226	0.00264	0.626	1
Tipo B	0.05	0.05	0.000761	0.000896	0.626	1

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Diseño de los bajantes pluviales

a) Dimensionamiento de bajante, Canaleta- Diversor de Primeras aguas.

$$Q_{mb} = (2.5 * 10^4) * (n^{0.167}) * (d_i^{2.667}) * (f^{1.667}) \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Donde:

Q_{mb}: Caudal de máximo de bajante (l/s).

f: Nivel de llenado del bajante (1/3 de la capacidad del tubo).

d_i: Diámetro interior del tubo propuesto (mm).

Edificio Tipo A:

Datos:

$$Q_d = 2.26 \text{ l/s}$$

$$f = 0.33$$

$$d_i = 75 \text{ mm (Propuesto)}$$

$$Q_{md} = (2.5 * 10^{-4}) * (2.5^{-0.167}) * (75^{2.667}) * (0.333^{1.667}) = 4.97 \text{ l/s}$$

$$4.97 \text{ l/s} > 2.26 \text{ l/s}$$

El diámetro propuesto cumple con el requerimiento necesario para la circulación del caudal de diseño.

Edificio Tipo B:

Datos:

$$Q_d = 0.761 \text{ l/s}$$

$$f = 0.33$$

$$d_i = 50 \text{ mm (Propuesto)}$$

$$Q_d = (2.5 * 10^{-4}) * (2.5^{-0.167}) * (50^{2.667}) * (0.333^{1.667}) = 1.69 \text{ l/s}$$

$$1.69 \text{ l/s} > 0.761 \text{ l/s}$$

El diámetro propuesto cumple con el requerimiento necesario para la circulación del caudal de diseño.

Cuadro 4.7 Resumen de dimensiones de los bajantes pluviales.

Edificio	Diámetro de tubería (mm)	Caudal (l/s)	
		Q_d	Q_{mb}
Tipo A	75	2.260	4.97
Tipo B	50	0.761	1.69

Fuente: Elaboración propia.

b) Dimensionamiento de bajante, Diversor de Primeras aguas-Tubería de conducción al tanque.

$$Q_{mb} = (2.5 * 10^4) * (n^{0.167}) * (d_i^{2.667}) * (f^{1.667})$$

Ecuación 3.8

Donde:

Q_{mb} : Caudal de máximo de bajante (l/s).

f: Nivel de llenado del bajante (1/3 de la capacidad del tubo).

di: Diámetro interior del tubo propuesto (mm).

Edificio Tipo A:

Datos:

$$Q_d = 2 \cdot (2.26 \text{ l/s}) = 4.52 \text{ l/s}$$

$$f = 0.33$$

di = 75 mm (Propuesto)

$$Q_d = (2.5 \cdot 10^{-4}) \cdot (2.5^{-0.167}) \cdot (75^{2.667}) \cdot (0.333^{1.667}) = 4.97 \text{ l/s}$$

$$4.97 \text{ l/s} > 4.52 \text{ l/s}$$

El diámetro propuesto cumple con el requerimiento necesario para la circulación del caudal de diseño.

Edificio Tipo B:

Datos:

$$Q_d = 2 \cdot (0.761 \text{ l/s}) = 1.522$$

$$f = 0.33$$

di = 50 mm (Propuesto)

$$Q_d = (2.5 \cdot 10^{-4}) \cdot (2.5^{-0.167}) \cdot (50^{2.667}) \cdot (0.333^{1.667}) = 1.69 \text{ l/s}$$

$$1.69 \text{ l/s} > 1.522 \text{ l/s}$$

El diámetro propuesto cumple con el requerimiento necesario para la circulación del caudal de diseño.

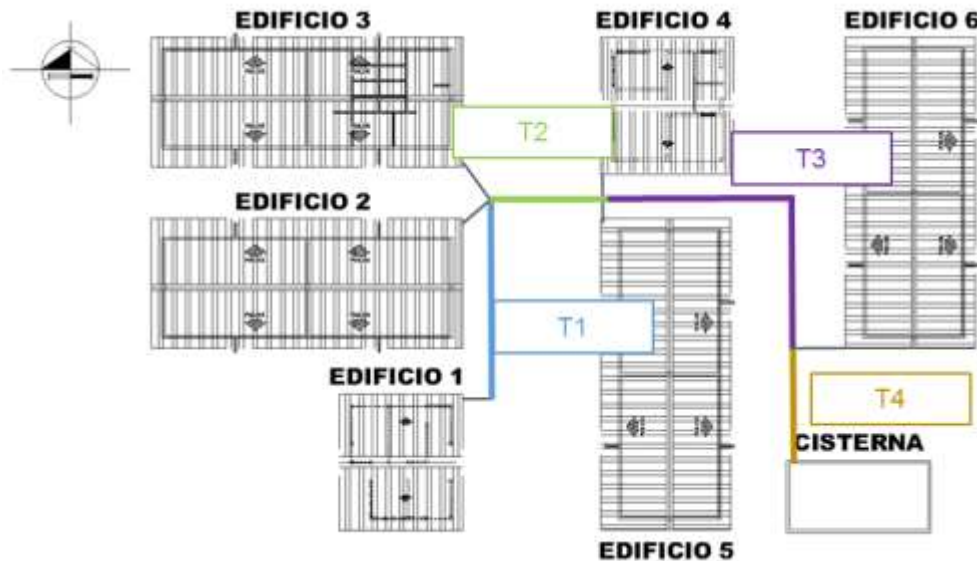
Cuadro 4.8 Resumen de dimensiones de los bajantes pluviales.

Edificio	Diámetro de tubería (mm)	Caudal (l/s)	
		Q_d	Q_{mb}
Tipo A	75	4.520	4.97
Tipo B	50	1.522	1.69

Fuente: Elaboración propia.

4.2.3. Diseño de tubería de conducción al tanque

Figura 4.2 Planta de distribución de secciones de conducción.



Fuente: Elaboración propia.

a) T1:

- Edificio 1 (Tipo B).

$$Q_{di} = (2.5 * 10^4) * (n^{0.167}) * (d_i^{2.667}) * (f^{1.667}) \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Donde:

Qd: Caudal del bajante de cada uno de los edificios (l/s)

n: Rugosidad de la tubería (mm).

di: Diámetro interior de la tubería (mm).

f : Nivel de llenado (a dimensional).

Datos:

$$Q_d = 1.522 \text{ l/s}$$

$$f = 0.33$$

$$d_i = 50 \text{ mm (Propuesto)}$$

$$Q_d = (2.5 * 10^{-4}) * (2.5^{-0.167}) * (50^{2.667}) * (0.333^{1.667}) = 1.69 \text{ l/s}$$

$$1.69 \text{ l/s} > 1.55 \text{ l/s}$$

El diámetro propuesto cumple con el requerimiento necesario para la circulación del caudal de diseño.

b) T2:

- Edificio 1 (Tipo B).
- Edificio 2 (Tipo A).
- Edificio 3 (Tipo A).

$$Q_{di} = (2.5 * 10^4) * (n^{0.167}) * (d_i^{2.667}) * (f^{1.667}) \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Donde:

Qd: Caudal del bajante de cada uno de los edificios (l/s)

n: Rugosidad de la tubería (mm).

di: Diámetro interior de la tubería (mm).

f : Nivel de llenado (a dimensional).

Datos:

$$Q_d = (1.522 \text{ l/s} + 2 * 4.52 \text{ l/s}) = 6.042 \text{ l/s}$$

$$f = 0.33$$

$$d_i = 100 \text{ mm (Propuesto)}$$

$$Q_d = (2.5 * 10^{-4}) * (2.5^{-0.167}) * (100^{2.667}) * (0.333^{1.667}) = 10.71 \text{ l/s}$$

$$10.71 \text{ l/s} > 6.042 \text{ l/s}$$

El diámetro propuesto cumple con el requerimiento necesario para la circulación del caudal de diseño.

c) T3:

- Edificio 1 (Tipo B).
- Edificio 2 (Tipo A).
- Edificio 3 (Tipo A).
- Edificio 4 (Tipo B).
- Edificio 5 (Tipo A).

$$Q_{di} = (2.5 * 10^4) * (n^{0.167}) * (d_i^{2.667}) * (f^{1.667}) \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Donde:

Qd: Caudal del bajante de cada uno de los edificios (l/s)

n: Rugosidad de la tubería (mm).

d_i : Diámetro interior de la tubería (mm).

f : Nivel de llenado (a dimensional).

Datos:

$$Q_d = 6.042 \text{ l/s} + 1.522 \text{ l/s} + 4.52 \text{ l/s} = 16.604 \text{ l/s}.$$

$$f = 0.33$$

$$d_i = 150 \text{ mm (Propuesto)}$$

$$Q_d = (2.5 * 10^{-4}) * (2.5^{-0.167}) * (150^{2.667}) * (0.333^{1.667}) = 31.59 \text{ l/s}$$

$$31.59 \text{ l/s} > 16.604 \text{ l/s}$$

El diámetro propuesto cumple con el requerimiento necesario para la circulación del caudal de diseño.

d) T4:

- Edificio 1 (Tipo B).
- Edificio 2 (Tipo A).
- Edificio 3 (Tipo A).
- Edificio 4 (Tipo B).
- Edificio 5 (Tipo A).
- Edificio 6 (Tipo A).

$$Q_{di} = (2.5 * 10^4) * (n^{0.167}) * (d_i^{2.667}) * (f^{1.667}) \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Donde:

Q_d : Caudal del bajante de cada uno de los edificios (l/s)

n : Rugosidad de la tubería (mm).

d_i : Diámetro interior de la tubería (mm).

f : Nivel de llenado (a dimensional).

Datos:

$$Q_d = 16.604 \text{ l/s} + 4.52 \text{ l/s} = 21.124 \text{ l/s}$$

$$f = 0.33$$

$$d_i = 150 \text{ mm (Propuesto)}$$

$$Q_d = (2.5 * 10^{-4}) * (2.5^{-0.167}) * (150^{2.667}) * (0.333^{1.667}) = 31.58 \text{ l/s}$$

$$31.58 \text{ l/s} > 21.124 \text{ l/s}$$

El diámetro propuesto cumple con el requerimiento necesario para la circulación del caudal de diseño.

Cuadro 4.9 Resumen de diseño de tubería de conducción.

Tubería	Edificio	Tipo	ϕ Propuesto (mm)	Q_d (l/s)
T1	1	B	50	1.522
	ΣQ_d			1.522
T2	1	B	100	1.522
	2	A		4.52
	3	A		4.52
	ΣQ_d			6.042
T3	1	B	150	1.522
	2	A		4.52
	3	A		4.52
	4	B		1.522
	5	A		4.52
	ΣQ_d			16.604
T4	1	B	150	1.522
	2	A		4.52
	3	A		4.52
	4	B		1.522
	5	A		4.52
	6	A		4.52
	ΣQ_d			21.124

Fuente: Elaboración propia.

4.3. Diseño de la cisterna de almacenamiento

4.3.1. Determinación de demanda de agua potable

Basados en el tipo de uso que tienen en los edificios y la cantidad de usuarios que utilizarán las instalaciones del Centro, se obtiene los siguientes planteamientos de consumo, en función de las normas establecidas y las proyecciones estadísticas del uso de agua potable diario, semanal y mensual durante las diferentes épocas del año.

a) Población, dotación:

Dado al tipo de uso que tendrá el Centro se puede establecer que en él están un número determinado de usuarios, de los cuales se deduce las siguientes observaciones:

- Personas que permanecerán 8 horas en el centro (estudiantes, personal administrativo, algunos docentes que cuya permanencia será según horarios de oficina), de las cuales se estima una población de 50 personas.
- Personas que permanecerán 24 horas en el centro (personal administrativo y docentes que ocupan la residencia del centro), de los cuales se estima una población de 10 personas.

En las normativas establecidas por las instituciones competentes se establece las siguientes dotaciones:

- Personas que permanecen 8 horas, 25 litros por persona por día.
- Personas que permanecen 24 horas, 90 litros por persona por día.

b) Demanda mensual (Consumo Promedio mensual):

El consumo promedio diario esta definido por el número de usuarios y la dotación diaria de consumo y es la base para encontrar la demanda mensual.

c) Cálculos y resultado del análisis de dotación y consumo.

$$CPD = N * Dot$$

Cuadro 4.10 Consumo Promedio diario.

Personas	Dotación	CPD (Litros)
10	90	900
50	25	1,250
60		2,473

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 4.11. Análisis de consumo.

Análisis de consumo				
Mes	Días x Mes	m³ x Mes	Estimación de consumo %	Consumo mensual (m³)
Mayo*	31	76.65	0%	0
Junio*	30	74.18	0%	0
Julio*	31	76.65	0%	0
Agosto*	31	76.65	0%	0
Septiembre*	30	74.18	0%	0
Octubre*	31	76.65	0%	0
Noviembre	30	74.18	100%	74.18
Diciembre	31	76.65	50%	38.325
Enero	31	76.65	100%	76.65
Febrero	28	69.23	100%	69.23
Marzo	31	76.65	100%	76.65
Abril	30	74.18	100%	74.18
Demanda anual.				409.215

Fuente: Elaboración propia

Conociendo los valores de la demanda de agua potable para cada uno de los meses del año, se procede a comparar los valores de la oferta y la demanda para identificar los meses del año en que la demanda es mayor que la oferta, siendo estos meses los que presentan un valor negativo en la diferencia de la demanda y la oferta, el análisis será a partir del mes de noviembre dado que en este mes iniciará el consumo del agua almacenada, los datos serán mostrados en la cuadro 4.11.

Cuadro 4.12 Análisis de Oferta vs Demanda.

Análisis de consumo					
Mes	Días x Mes	CPD (m ³ /día)	m ³ x Mes	Estimación de consumo %	Consumo mensual (m ³)
Mayo*	31	2.473	76.65	0%	0
Junio*	30	2.473	74.18	0%	0
Julio*	31	2.473	76.65	0%	0
Agosto*	31	2.473	76.65	0%	0
Septiembre*	30	2.473	74.18	0%	0
Octubre*	31	2.473	76.65	0%	0
Noviembre	30	2.473	74.18	100%	74.18
Diciembre	31	2.473	76.65	50%	38.325
Enero	31	2.473	76.65	100%	76.65
Febrero	28	2.473	69.23	100%	69.23
Marzo	31	2.473	76.65	100%	76.65
Abril	30	2.473	74.18	100%	74.18
Demanda anual.					409.215

Fuente: Elaboración propia.

En el siguiente grafico se observa la comparativa de la oferta vs la demanda durante las diferentes épocas del año.

De los datos anteriores se determina el comportamiento de la demanda y la oferta a lo largo del año.

Cuadro 4.13. Análisis de Oferta Acumulada vs Demanda Acumulada

Nro.	Meses Evaluados	Oferta (m ³)	Demanda Mensual (m ³)	Diferencia Volumen Captado vs Demanda (m ³)
1	Mayo	63.738	0.000	63.738
2	Junio	71.259	0.000	71.259
3	Julio	39.728	0.000	39.728
4	Agosto	50.997	0.000	50.997
5	Septiembre	77.517	0.000	77.517
6	Octubre	73.026	0.000	73.026
7	Noviembre	13.234	74.180	-60.946
8	Diciembre	2.573	38.325	-35.752
9	Enero	1.494	76.650	-75.156
10	Febrero	4.293	69.230	-64.937
11	Marzo	5.246	76.650	-71.404
12	Abril	15.205	74.180	-58.975
TOTAL		418.311	409.215	9.096

Fuente: Elaboración propia.

4.3.2. Determinación del volumen del tanque

El volumen del tanque será el volumen de oferta 418.31m³.

4.3.3. Dimensionamiento del tanque

Conociendo el volumen del tanque se procede a calcular las dimensiones del mismo, partiendo de una profundidad de 3 metros y proponiendo una proporción de largo (B) a dos veces el ancho (A).

$$A * B = \frac{V_t}{h}; B = 2A$$

$$2A^2 = \frac{418.31m^3}{3m} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{139.44m^2}{2}}$$

$$A = 8.34m \cong 8.4 \Rightarrow B = 16.8m$$

Las dimensiones del tanque de almacenamiento serán:

H= 3m.

A=8.4m.

B=16.8m.

Volumen Ajustado= 423.36m³.

Cuadro 4.13. Cuadro resumen de diseño de la cisterna de almacenamiento

Parámetro	Magnitud
Consumo promedio diario (CPD)	2.473m ³
Demanda Anual.	409.215m ³
Oferta Anual	418.311m ³
Dimensiones de la cisterna (H,A,B)	3m,8.4m,16.8m
Volumen de la cisterna.	423.36m ³

Fuente: Elaboración propia.

4.4. Sistema de distribución de agua para el consumo

4.4.1. Diseño de la red de distribución de agua de agua potable

Utilizando el cuadro 8 en anexo, se procede a determinar el número de unidades de gastos (UG) para cada uno de los aparatos sanitarios que conforman la red del sistema.

Cuadro 4.14 Calculo de unidades de gasto de la red

Aparato sanitario	Cantidad	UG/ Aparato Sanitario	Total de UG
Inodoro con tanque	8	0.25	2
Lavamanos	6	0.2	1.2
Urinarios	1	0.075	0.075
Lavadero o pileta	4	0.3	1.2
Total Unidades de Gasto			4.475

Fuente: Elaboración propia.

-Cálculo del diámetro de la tubería de descarga:

Conociendo el número de unidades de gasto en el sistema, utilizando la cuadro 3.9, se obtiene de una interpolación que la relación que existe entre el caudal y 4.475 unidades de gasto es de 0.264 lps (0.000219 m³/s).

El caudal de bombeo será calculado con la ecuación 3.13.

$$Q_b = (UG) * 0.83 \quad \text{Ecuación 3.13}$$

$$Q_b = (0.264\text{ lps}) * 0.83 = 0.219\text{ lps}, \quad 0.000219 \text{ m}^3/\text{s}$$

Diámetro de la tubería: el diámetro de la tubería principal será calculado despejando la ecuación 3.14, probando con una velocidad de 1m/s.

$$Q_b = A * v \quad \text{Ecuación 3.14}$$

$$Q_b = \frac{\pi * \phi^2}{4} * v$$

Despejando ϕ se obtiene:

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * Q_b}{\pi * v}} := \sqrt{\frac{4 * 0.000219 \text{ m}^3/\text{s}}{3.1416 * 1 \text{ m/s}}} = 0.0166\text{ m} \approx 0.657 \text{ pulgadas}$$

Se utilizara una tubería de 1/2" de diámetro, equivalente al diámetro comercial inmediato inferior (0.0127 m).

- **Comprobación de la velocidad del flujo:**

$$v = \frac{4 * Q_b}{\pi * \phi^2} := \frac{4 * 0.000219 \text{ m}^3/s}{3.1416 * (0.0127\text{m})^2} = 1.728 \text{ m/s} \leq 2 \text{ m/s} \Rightarrow \text{¡Cumple!}$$

El diámetro de los ramales corresponde a 1/2" debido que esta es el diámetro comercial de las piezas sanitarias abastecidas por la red.

4.4.2. Diseño de equipo de bombeo

- **Calculo del diámetro de la tubería de succión:**

El diámetro de la tubería de succión será calculado empleando la fórmula de Brease, mostrada en la ecuación 3.15.

$$\phi = 1.3 * \left(\frac{n}{24\text{horas}} \right)^{0.25} * \sqrt{Q_b} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Datos:

$$Q_b = 0.000219 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 8 \text{ horas}$$

$$\phi = 1.3 * \left(\frac{8h}{24h} \right)^{0.25} * \sqrt{0.000219 \text{ m}^3/\text{s}} = 0.0146\text{m} \approx 0.575"$$

Dado que el diámetro de 0.575" no está disponible en el comercio se utilizara una tubería de 1/2" (0.01278m) de diámetro.

- **Calculo de pérdidas de presión en la tubería de succión (hp_{suc})**

$$hp = 10.67 * \left(\frac{Q_b}{C} \right)^{1.852} * \frac{L}{D^{4.87}} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Donde:

L_{suc} = longitud de la tubería de succión

C= coeficiente de Hazen-William para PVC.

Q_b = caudal de bombeo del sistema.

ϕ =diámetro de la tubería de succión.

Datos:

$L_{suc} = 4.25m$

$C = 150$

$Q_b = 0.000219 \text{ m}^3/s$

$\phi = 1/2'' (0.0127m)$

Cuadro 4.15. Longitudes equivalentes de accesorios de succión

Accesorio	Cantidad	Longitud Equivalente (m)	Longitud total (m)
Válvula de pie con coladera	1	10	10
Codo 90° R. corto	1	1.7	1.7
Total de Longitud Equivalente de Accesorios (L_{eq} , m)			11.7

Fuente: Elaboración propia.

$L_{total} = L_{suc} + L_{eq}$, $4.25m + 11.7m = 15.95m$

$$hp_{suc} = 10.67 * \left(\frac{0.000219 \text{ m}^3/s}{150} \right)^{1.852} * \frac{15.95m}{0.0127^{4.87}} = 4.547m$$

- **Pérdidas en la tubería de descarga (hp_{des})**

$$hp = 10.67 * \left(\frac{Q_b}{C} \right)^{1.852} * \frac{L}{D^{4.87}} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Donde:

$L_{descarga}$ = longitud de la tubería de succión

C = coeficiente de Hazen-William para PVC.

Q_b = caudal de bombeo del sistema.

ϕ =diámetro de la tubería de descarga

Datos:

$L_{des} = 28m$

$C = 150$

$$Q_b = 0.000219 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi = 1/2'' (0.0127\text{m})$$

Cuadro 4.16. Longitudes equivalentes de accesorios de descarga

Accesorio	Cantidad	Longitud Equivalente (m)	Longitud total (m)
Válvula de retención	1	6.4	6.4
Filtro de Cartucho 5 micras	1	2.11	2.11
Válvula de compuerta	1	0.2	0.2
Válvula de alivio	1	0.2	0.2
Codo 90° R. corto	3	1.7	5.1
Te de paso bilateral	1	3.5	3.5
Total de Longitud Equivalente (L_{eq}, m)			17.51

Fuente: Elaboración propia.

$$L_{total} = L_{descarga} + LEA, 18\text{m} + 17.51\text{m} = 35.51\text{m}$$

$$h_{p_{suc}} = 10.67 * \left(\frac{0.000219 \text{ m}^3/\text{s}}{150} \right)^{1.852} * \frac{35.51\text{m}}{0.0127^{4.87}} = 10.124\text{m}$$

- **Carga total dinámica de bombeo (CTD)**

$$CTD = \sum h_f + h_r \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Donde:

$\sum h_f$: La sumatoria de pérdidas por fricción y pérdidas locales entre la succión y descarga (m).

h_r : Presión residual en el punto más desfavorable (m).

Datos:

$\sum h_f$: $h_{p_{des}} + h_{p_{des}}$

h_r : 3 m

$$CTD = 4.547\text{m} + 10.124\text{m} + 3\text{m} = 17.671\text{m}$$

- **Potencia hidráulica de la bomba.**

$$P_h = \frac{\gamma * Q_b * CTD}{75 * n} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Donde:

Ph: Potencia hidráulica de la bomba en caballos de fuerza (HP).

Q_b: Caudal de Bombeo (m³/s).

CTD: Carga total dinámica (m).

γ : Peso específico del agua (kg/m³).

n: Eficiencia de la bomba.

Datos:

Q: 0.000219 m³/s

CTD: 17.671m

γ : 1000 kg/m³

n: 0.85

$$Ph = \frac{1000 \frac{kg}{m^3} * 0.000219 \frac{m^3}{s} * 17.671m}{75 * 0.85} = 0.061hp$$

- **Potencia eléctrica de la bomba**

$$Pe = 1.20 * Ph$$

Ecuación 3.19.

Donde:

Pe: potencia eléctrica (hp).

Ph: Potencia Hidráulica (hp).

Datos:

Ph: 0.061hp

$$Pe = 1.20 * 0.061hp = 0.073hp$$

La potencia de la bomba será de 0.25hp (0.186kw) dado que 0.073hp no es una potencia comercial.

- **Dimensionamiento del tanque hidroneumático**

a) Determinación del ciclo de bombeo:

$$TC = \frac{1hora}{U}$$

Ecuación 3.20

Donde:

TC: Tiempo de ciclo de bombeo

U = Número de arranques del motor.

Datos:

$$U = 3$$

$$TC = \frac{3600s}{6} = 600s$$

b) Determinación del volumen útil del tanque hidroneumático:

$$Vu = \frac{TC * Qb}{U} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Donde:

Qb: Caudal de bombeo (l/s).

TC: Tipo de ciclo de bombeo.

Vu: Volumen útil del tanque (litros).

U: Número de arranques.

Datos:

Q_b: 0.219 l/s

TC: 600s

U: 6

$$Vu = \frac{600s * 0.219/s}{6} = 21.9 \text{ l}$$

c) Calculo del porcentaje de volumen útil del tanque

$$Vup = 90\% * \frac{(P_{max} * P_{min})}{P_{min}} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

Donde:

Vup: Porcentaje de volumen útil (%).

P_{max} = presión máxima del sistema (psi).

P_{min} = presión mínima del sistema (psi).

Datos:

P_{max} = 30 psi.

P_{min} = 15 psi.

$$Vup = 90\% * \frac{(30psi * 15psi)}{15psi} = 27\%$$

d) Cálculo del volumen del tanque presurizado:

$$V_t = \frac{V_u}{V_{pu}/100} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Donde:

Vt: Volumen total del tanque presurizado (lts).

Vup: Porcentaje de volumen útil (%).

Vu: Volumen útil del tanque presurizado (lts).

Datos:

Vup: 27%.

Vu: 21.9 l.

$$V_t = \frac{21.9l}{27\%/100} = 81.11 l$$

NOTA: Se tomará como volumen total 100 litros, los cuales están distribuidos en dos tanques de 50 litros

e) Tiempo de llenado del tanque presurizado.

Con un caudal de bombeo de 0.219l/s, la bomba tardará 456.62 segundos (7.61 minutos) en llenar los 2 tanques que conforman el sistema. Dado que la bomba se deberá encender 6 veces cada hora, el tiempo de encendido de la bomba será de 45.66 minutos/ hora (0.761 h/h).

Cuadro 4.17. Cuadro resumen de diseño de equipo de bombeo

Parámetro	Magnitud
Caudal de bombeo	0.219 lps
Carga total dinámica	17.671 m
Potencia de la bomba	0.25hp
Volumen de tanques presurizados	100 litros
Tiempo de llenado de tanques presurizados	7.6 min

Fuente: Elaboración propia.

4.4.3. Diseño del sistema de energía solar para abastecer la bomba

- Inversor de Corriente

$$P_c = P_e * F_d \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Donde:

Pc: Potencia corregida del sistema (watts).

Pe: Potencia requerida del sistema (watts).

Fd: Factor de corrección de potencia, cuadro 3.10.

Datos

Pe: 0.186w

Fd: 1.05

$$Pc = 186 \text{ w} * 1.05 = 195.3 \text{ w}$$

Se utilizara un inversor de corriente marca Xantrex, con las siguientes características:

Potencia = 400 watts > 195.3 watts

Voltaje de entrada = 12 Voltios

Eficiencia = 95%

- **Determinación de la cantidad de Paneles fotovoltaicos**

$$Ps = \frac{Pc * Nh}{Pps * Hs} \quad \text{Ecuación 3.25}$$

Donde:

Ps: Cantidad de paneles solares de 60 Watts a utilizar (Unidades).

Nh: Número de horas máximo de utilización del equipo de bombeo (h/día), durante 8 horas, un periodo de trabajo de 45.66 minutos/hora (0.761 h/h).

Pc: Potencia corregida del sistema (watts).

Pps: Potencia del panel solar (watts), que corresponde a 60 watts.

Hs: Cantidad de horas de luz solar efectiva en un día (h).

Datos:

Nh: 6.08h, (0.0.761h/h * 8h)

Pc: 195.3w

Pps: 60 watts.

Hs: 8h

$$Ps = \frac{193.5 \text{ w} * 6.08 \text{ h}}{60 \text{ w} * 8 \text{ h}} = 2.45 \approx 3 \text{ paneles}$$

- **Calculo del banco de baterías ciclo profundo**

a) Ajuste de Energía por eficiencia de equipos:

$$Ae = \frac{Pc * Nh}{Eb * Ei * Ec}$$

Ecuación 3.26

Donde:

Ae: Ajuste de eficiencia de equipos (watts/día)

Pc: Potencia Corregida del sistema (watts/día)

Nh: Número de horas máximo de utilización del equipo de bombeo (h)

Eb: Eficiencia de las baterías, se usa 0.85 (cuadro 3.10)

Ei: Eficiencia del inversor, se usa 0.95 (cuadro 3.9)

Ec: Eficiencia del cableado, algunas normas internacionales recomiendan utilizar 0.97.

Datos:

Pc: w

Nh: 6.08h/dia

Eb: 0.85

Ei: 0.95

Ec: 0.97.

$$Ae = \frac{198.3w * 6.08h/dia}{0.85 * 0.95 * 0.97} = 1,539.26w/dia$$

b) Ajuste de energía por profundidad de descarga de baterías:

$$Apc = \frac{Ae}{Fdb}$$

Ecuación 3.27

Donde:

Apc: Ajuste por profundidad de descarga de las baterías (watts/día).

Ae: Ajuste de eficiencia de equipos (watts/día).

Fdb: Factor de descarga de las baterías, que corresponde a 0.8.

Datos:

Ae: 1,539.260 w/dia

Fdb: 0.8

$$Apc = \frac{1539.26 w/dia}{0.8} = 1,924.07 w/dia$$

c) Capacidad de carga requerida por el sistema:

$$C_s = \frac{Apc}{V_s} \quad \text{Ecuación 3.28}$$

Donde:

Cs: Capacidad de Carga requerida por el sistema (amp/h/día).

Apc: Ajuste por profundidad de descarga de las baterías (watts/día).

Vs: Voltaje del sistema que será igual al del inversor (12 voltios).

Datos:

Apc: 1,924.07 w/día.

Vs: 12v

$$C_s = \frac{1,924.07w/dia}{12v} = 160.34 \text{ amp/h/dia}$$

d) Determinación del número de baterías en paralelo y en serie:

Baterías en serie:

$$B_s = \frac{V_s}{V_b} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

Donde:

Bs: Numero de baterías ubicadas en serie.

Vs: Voltaje del sistema (Voltios).

Vb: Voltaje de las baterías (Voltios).

Datos:

Vs: 12v

Vb: 12v

$$B_s = \frac{12v}{12v} = 1 \text{ baterias}$$

Baterías en paralelo:

$$B_p = \frac{C_s}{C_b} \quad \text{Ecuación 3.30}$$

Donde:

Bp: Numero de baterías ubicadas en paralelo.

Cb: Capacidad de carga de las baterías (amperes hora; AH).

Cs: Capacidad de Carga requerida por el sistema (AH/día).

Donde:

Cs: 160.12 amp/h/día

Cb: 130 amp/h

$$Bp = \frac{136.5 \text{ amp} - h}{130 \text{ amp} - h} = 1.23, \quad (2 \text{ baterías})$$

El banco de baterías se determina a través de la siguiente ecuación:

$$Bb = Bs * Bp \quad \text{Ecuación 3.31}$$

Donde:

Bb: Banco de baterías.

Bs: Numero de baterías ubicadas en serie.

Bp: Numero de baterías ubicadas en paralelo.

Datos:

Bs: 1

Bp: 2

$Bb = 2 * 1 = 2$, se utilizaran 2 unidades

Cuadro 4.18. Resumen de diseño de sistema Fotovoltaico

Componente	Cantidad	Descripción
Panel fotovoltaico 60 watts	7	De fabricación Artesanal
Inversor de corriente 300 watts	1	Marca Xantrex Xpower 400 12 Voltios
Baterías ciclo profundo 6 voltios	2	Marca Trojan SCS225 130 Amp/h

Fuente: Elaboración propia

4.5. Tratamiento del agua de lluvia

4.5.1. Filtración del agua de lluvia

Para la filtración del agua de lluvia se utilizará un filtro de cartucho ubicado entre el sistema de bombeo y la red domiciliar de agua potable.

Filtro de cartucho AZUD LCM 202/4FH

Caudal máx. Filtrado= $23 \text{ m}^3/\text{h} > \text{Caudal de bombeo} = 0.788 \text{ m}^3/\text{h}$ ($0.000219 \text{ m}^3/\text{s} * 3600 \text{ s/h}$).

Grado de filtración = 5 micrones

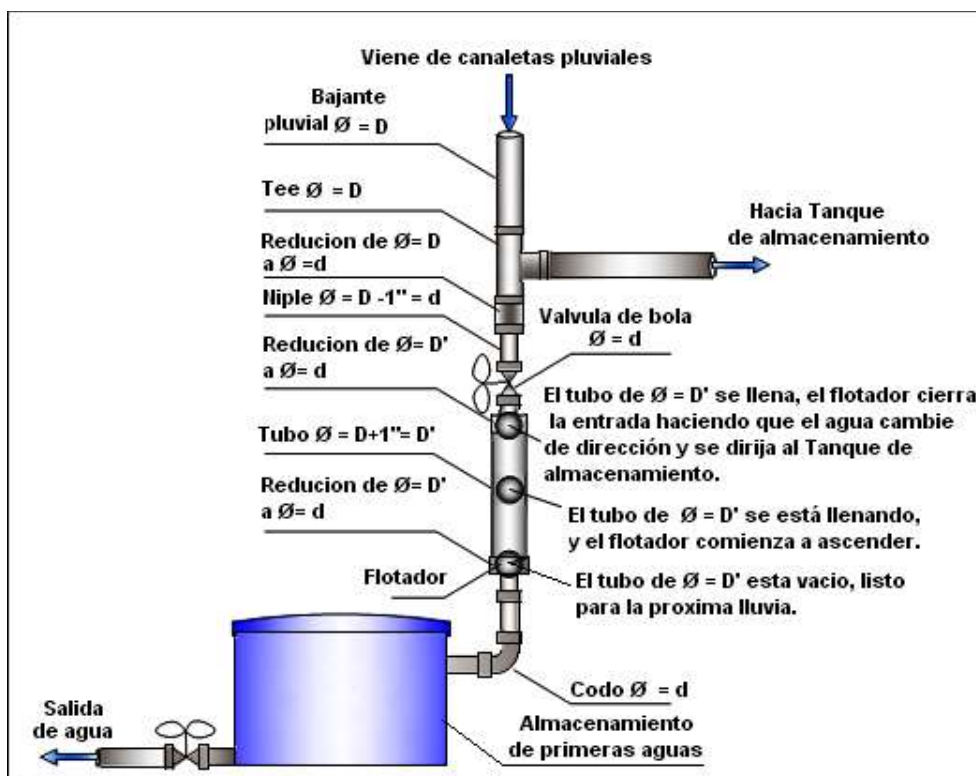
Presión máx. de trabajo = 150 psi > Presión máxima del sistema= 30psi

4.5.2. Selección del divisor de primeras aguas

Para la selección del divisor de primeras aguas se toman en consideración los siguientes criterios:

- a) El volumen del divisor se calcula a razón de un 0.25 mm de precipitación por metro cuadrado del área del techo drenado.
- b) El vaciado del divisor se efectuara al inicio de las lluvias después de un periodo seco y periodos no mayores a tres días de inactividad lluviosa durante el invierno.
- c) El diámetro mínimo del tubo de bajada del interceptor no será menor a 75 mm.
- d) La parte superior del interceptor deberá contar con un dispositivo de cierre automático cuyo diámetro debe ser una pulgada mayor al diámetro del bajante pluvial.
- e) La longitud del tubo del dispositivo de cierre automático será de 0.30 metros.
- f) El divisor contará con una válvula entre el bajante pluvial y el dispositivo de cierre automático, que permita el cambio de flujo de agua hacia el tanque de almacenamiento, en caso que el operador lo estime conveniente.
- g) El fondo del tanque de almacenamiento del interceptor deberá contar con una válvula para el drenaje del agua luego de concluida la lluvia.

Figura 4.3. Divisor de Primeras Aguas



Fuente: Adaptado de Manual de Captación de Agua de Lluvia para Consumo Humano

4.5.3. Desinfección del agua de lluvia

El método a utilizar para la desinfección del agua de lluvia será cloración con hipoclorito de sodio con una concentración del 3% a una dosis de 1.5 miligramo por litro (mg/l) en periodos lluviosos y 3 mg/l en periodos secos. El tiempo de almacenamiento máximo del agua clorada no será mayor a 30 días.

El cálculo de la dosificación de hipoclorito de sodio se hará en base a la dosis de cloro a utilizar y el volumen de agua almacenada y la dosificación será mayor en periodos secos que en periodos lluviosos. La ecuación 3.29 (ENACAL), se utilizara para determinar el volumen dosificador de hipoclorito de sodio.

$$Vd = \frac{Dosis * Vol}{454.2} \quad \text{Ecuación 3.31}$$

Donde:

Vd: Volumen dosificador o cantidad de cloro a utilizar (Glns).

Dosis: Dotación de cloro en mg/l (1.5 mg/l en periodo lluvioso y 3 mg/l en periodo seco).

Vol: Volumen de agua a clorar (m^3).

a) Calculo de dosificación en periodos de verano

Dosis: 3 mg/l.

Vol: $1m^3$.

$$Vd = \frac{3mg/l * 1m^3}{454.2} = 0.0066gl \rightarrow 11.79ml$$

b) Calculo de dosificación en periodos de invierno

Dosis: 1.5 mg/l.

Vol: $1m^3$.

$$Vd = \frac{1.5mg/l * 1m^3}{454.2} = 0.0033gl \rightarrow 5.89ml$$

Capítulo V

Conclusiones y recomendaciones.

5.1. Conclusiones

El sistema de captación proyectado cumple con los requerimientos necesarios para ser utilizado de manera eficiente. El total del área de captación de agua del complejo es de 582.36m^2 ; la precipitación promedio mensual en la zona es de 798.12mm; el volumen de agua recolectada está acorde a las áreas de captación y a las precipitaciones promedio proyectadas en las diferentes épocas del año, siendo un total de 418.31m^3 .

Los elementos que componen el sistema de conducción del agua al almacenamiento se propusieron según el análisis estadístico de la precipitación que existe en la zona; el caudal de diseño para los componentes del sistema de conducción de los edificios Tipo A es de 2.26 lps y para los edificios Tipo B es de

0.761 lps; las dimensiones de las canaletas de los edificios Tipo A es de 7.5cmx7.5cm y en los edificios Tipo B es de 5cmx5cm.

Los bajantes pluviales de los edificios Tipo A tienen un diámetro de 7.5cm y los bajantes de los edificios Tipo B tienen un diámetro de 5cm; las tuberías de conducción a la cisterna de almacenamiento fueron dimensionadas con el fin de cumplir con los requerimientos hidráulicos establecidos; la tubería de conducción está compuesta de 4 tramos, el Tramo 1 tiene un diámetro de 50mm, el Tramo 2 tiene un diámetro de 100mm y los Tramos 3 y 4 tienen un diámetro de 150mm.

El sistema de almacenamiento fue determinado mediante el uso de las proyecciones de consumo, partiendo de un Consumo Promedio Diario (CPD) de 2.473m^3 , una demanda anual de 409.215m^3 en los meses de noviembre, diciembre, enero, febrero, marzo y mayo. Las dimensiones del tanque de almacenamiento son: $H=3\text{m}$, $A=8.4\text{m}$ y $B=16.8\text{m}$, teniendo una capacidad de almacenamiento de 423.36m^3 .

El tamaño reducido del centro permite diseñar una red sencilla de distribución a las instalaciones sanitarias. El principio de funcionamiento del sistema es tanque-bomba-red, por lo tanto se dimensionó una bomba de impulsión conectada a una batería de tanques hidroneumáticos, la tubería de succión de la bomba tiene un diámetro de 12.7mm, la tubería de descarga tiene un diámetro de 12.7mm, la potencia eléctrica de la bomba es de 0.25hp (0.186kW); la batería de tanques hidroneumáticos está conformada por dos tanques de 50 litros cada uno.

La energía eléctrica es abastecida por un arreglo fotovoltaico compuesto por 7 paneles de 60 watts, un controlador de carga e inversor de 300watts (marca Xantrex) y 7 baterías de ciclo profundo marca Trojan.

Las características físicas y químicas del agua de lluvia permite que sea consumida de forma directa, no obstante se hará un tratamiento de desinfección con cloro en la cisterna de almacenamiento con una dosificación de 1.5mg/l en la estación lluviosa y 3mg/l en la estación seca; además se colocará un filtro de

cartucho AZUD LCM 202/4FH para garantizar la potabilidad del agua almacenada y distribuida a la red.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda realizar una recopilación de la precipitación mensual promedio de al menos 10 años con el fin de obtener datos acertados en la estimación de los volúmenes de captación.
- Se recomienda realizar inspecciones y mantenimiento preventivo en la superficie de captación para evitar la aparición de elementos extraños que disminuyan la calidad del agua, manchas de óxido en las superficies metálicas o aparición de musgo y bromelias en los techos cubiertos de teja de barro o concreto.
- Se recomienda realizar inspecciones periódicas y trabajos de limpieza en las canaletas y bajantes pluviales para garantizar una vida útil prolongada de estos componentes
- Se recomienda instalar dispositivos de medición de capacidad en la cisterna de almacenamiento, con el fin de llevar un control riguroso de los niveles de almacenamiento.
- Se recomienda realizar jornadas de limpieza en la cisterna de agua y sus alrededores.
- Se recomienda realizar inspecciones y mantenimiento preventivo en los elementos que conforman el sistema fotovoltaico.
- Se recomienda inspeccionar los filtros de agua tres veces al año, según ficha del fabricante.
- Se recomienda llevar un registro de las fechas de aplicación y cantidad de hipoclorito de sodio aplicado en la cisterna de almacenamiento.

Bibliografía

1. Boulware E.W. Bob, P.E. 2009 "Rainwater Catchment Design and Installation Standards" American Rainwater Catchment Systems Association (ARCSA) USA.
2. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias de Ambiente. 2003 "Especificaciones Técnicas Captación de Agua de lluvia para consumo Humano" O.P.S. Lima, Perú.
3. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias de Ambiente. 2004 "Guía de diseño para captación del agua de lluvia" O.P.S. Lima, Perú.
4. Kinkade-Levario Heather. 2007 "Design for Water" New Society Publishers, Gabriola Island, BC Canada.

5. Nissen-Petersen Erik and Gould John. 2000 "Rainwater Catchment Systems for Domestic Supply: Design, Construction and Implementation" Practical Action, United Kingdom.
6. Thornton Julian, Sturm Reinhard and George Kunkel, P.E. 2008 "Water Loss Control" Editorial Mc Graw- Hill. Segunda Edición. New York, USA.
7. Vickers Amy, 2001 "Handbook of Water Use and Conservation" Waterplow Press, Amherst, MA, USA.
8. Young Edward S. 1981 "Rainwater cisterns: Design, construction, and water treatment" Special circular / Pennsylvania State University, Agricultural Extension Service.

Anexos

Anexo 1. Cuadros y gráficos de referencia

Cuadro 1. Parámetros organolépticos

Parámetro	Unidad	Valor	Valor máx.
Color	mg/l (pt-Co)	1	15
Turbiedad	UTN	1	5
Olor	Factor	0	2 a 12° C
Sabor	Factor	0	3 a 25° C

Fuente: NTON 09002-99 INAA.

Cuadro 2. Parámetros Físico- Químicos

Parámetro	Unidad	Valor	Valor máx.
Temperatura	°C	18 a 30	
Iones Hidrógeno	Valor pH	6.5 a 8.5 (a)	
Cloro residual	mg/l	0.5 a 1.0 (b)	(c)
Cloruros	mg/l	25	250
Conductividad	us/cm	400	
Dureza	mg/l CaCO ₃	400	
Sulfatos	mg/l	25	250
Aluminio	mg/l		0.2
Calcio	mg/l CaCO ₃	100	
Cobre	mg/l	1	2.0
Magnesio	mg/l CaCO ₃	30	50
Sodio	mg/l	25	200
Potasio	mg/l		10
Sol. Tot. Dis.	mg/l		1000
Zinc	mg/l		3.0

Fuente: NTON 09002-99 INAA.

Cuadro 3. Características de los materiales de las capas filtrantes

Características	Arena	Antracita
Espesor de la capa (m)	0.15 - 0.2	0.45 - 0.60
Tamaño efectivo (mm)	0.45-0.60	0.80- 1.10
Coeficiente de Uniformidad	≤1.50	≤1.50
Tamaño del grano menor(mm)	0.42	0.70
Tamaño del grano mayor	1.41	2.00

Fuente: NTON 09002-99 INAA.

Cuadro 4. Coeficientes de escorrentía de materiales para cubierta de techos

Material del techo	Escorrentía (ϕ)
Calamina metálica	0.9
Lamina de Zinc Galvanizada	0.9
Lamina de Asbesto Cemento	0.8-0.9
Teja de barro	0.75-0.9
Madera	0.8-0.9
Material orgánico (Paja)	0.6-0.7

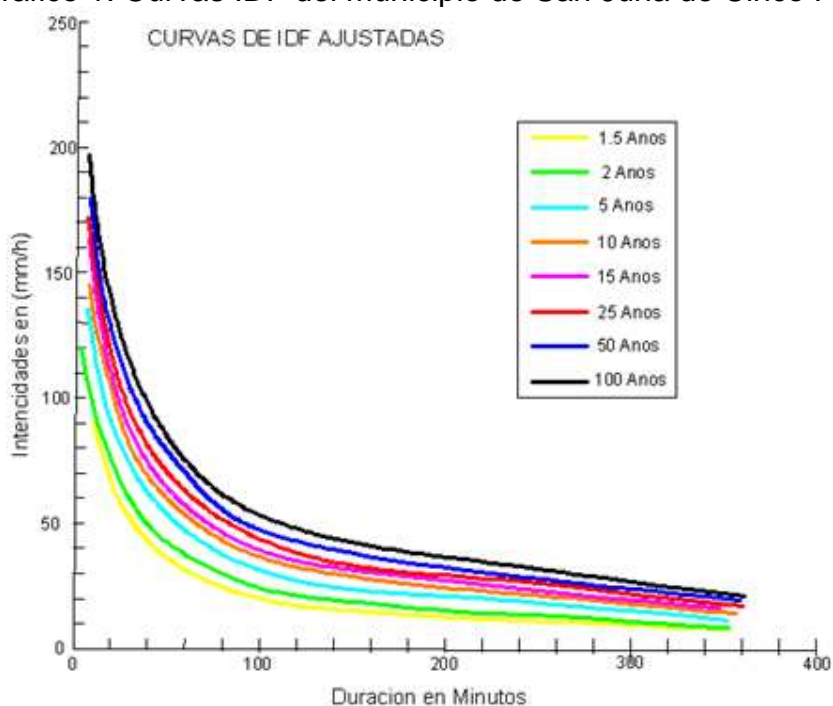
Fuente: Manual de Especificaciones Técnicas - Captación de Agua de Lluvia para Consumo Humano OPS.

Cuadro 5. Precipitación pluvial en el periodo 1999-2015 (17 años)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ag	Sep	Oct	Nov	Dic
1999	1.30	0.00	1.20	1.40	188.00	99.80	39.10	59.40	33.80	191.50	33.30	-
2000	4.60	23.00	0.90	0.50	130.40	122.10	61.80	56.40	62.20	86.60	2.10	6.10
2001	2.30	0.00	11.30	70.80	256.70	120.80	43.70	84.60	269.50	53.80	2.90	1.80
2002	5.40	1.10	2.20	47.30	112.70	44.50	30.50	60.90	106.80	98.90	37.10	5.30
2003	0.80	1.80	44.20	161.30	67.00	148.40	45.70	288.90	169.70	153.40	14.30	14.20
2004	2.80	0.70	1.00	30.70	163.70	26.40	161.30	230.70	89.60	311.30	82.80	0.20
2005	3.60	2.60	3.70	24.60	25.60	229.20	58.40	30.00	157.30	140.50	21.30	0.00
2006	5.70	38.60	11.10	10.70	68.50	68.60	132.70	82.70	310.30	150.30	41.70	1.60
2007	6.40	4.00	0.00	0.00	61.00	12.10	42.30	46.60	179.60	75.10	2.20	10.20
2008	1.90	3.30	9.60	0.60	152.70	96.90	26.40	76.30	182.20	40.50	13.30	0.00
2009	1.30	4.70	1.20	9.00	251.80	204.90	49.70	31.00	129.60	77.10	13.60	1.10
2010	0.80	3.70	37.50	0.20	97.70	262.40	52.80	44.30	78.10	94.90	56.30	5.00
2011	1.60	0.10	9.90	12.30	23.50	89.70	45.20	77.40	161.30	114.00	40.80	0.40
2012	0.20	20.70	4.90	23.40	210.70	399.30	242.50	122.00	103.50	137.90	35.10	1.30
2013	4.10	1.10	1.20	60.20	28.40	137.20	87.60	23.90	53.40	176.00	21.70	21.90
2014	1.90	0.30	23.70	38.30	73.70	143.80	62.50	192.80	201.30	172.90	10.50	5.90
2015	3.70	33.50	6.50	1.80	155.20	105.10	106.30	146.10	226.00	293.80	0.10	0.40

Fuente: Estadísticas INETER.

Grafico 1. Curvas IDF del municipio de San Juna de Cinco Pinos



Fuente: INETER

Cuadro 6. Coeficientes de rugosidad de materiales para las canaletas

Tipo de material de la canaleta	Coeficiente de rugosidad
Asbesto cemento	n= 0.010
Concreto liso	n= 0.012
Concreto áspero	n= 0.016
Acero galvanizado	n= 0.014
Acero soldado sin revestir	n= 0.013
Acero soldado con revestimiento	n= 0.011
Base de epóxico plástico PVC	n= 0.009

Fuente: NTOM 09002-99 INAA.

Cuadro 7. Dotaciones mínimas de agua potable

Tipo de usuario	Dotaciones Mínimas (litros / día)
Casa de interés social	120 por persona
Casa unifamiliares	150 por persona
Apartamentos y Condominios	200 por persona
Edificios	50 por persona
Casas rurales	90 por persona
Zonas de uso público en museos, galerías de Arte y recintos para ferias y exposiciones	25 por persona o 6 por m ² de área útil
Puesto de servicio para automóvil	150 por automóvil
Salones de conferencia y similares	2 por asiento
Instalaciones deportivas y baños públicos	50 por persona
Locales comerciales y edificios para oficinas	50 por persona o 6 por m ² de área útil

Fuente: Código de instalaciones sanitarias de Costa Rica.

Cuadro 8. Diámetros, presiones y gastos mínimos requeridos en los puntos de toma de las piezas sanitarias

Pieza	Diámetro mínimo (mm)	Presión mínima (m)	Gasto mínimo (lps)	
			Uso privado	Uso público
Bañera	18	2	0.3	-
Bidet	12	3	0.1	-
Ducha	12	2	0.2	0.3
Fregadero	12	2	0.2	0.3
Fuente	12	2.5	0.1	-
Inodoro con tanque	12	2	0.2	0.25
Inodoro con válvula	31	7-14	1.5	1.9
Lavatorio	12	2	0.15	0.2
Lavadora	12	3.5	0.3	-
Llave para riego de jardín	12	5-10	0.3	-
Orinal corrido	12	2	0.075/ml	-
Orinal con válvula	18	10	0.3	-
Pileta de lavar	12	2	0.3	-

Fuente: Código de instalaciones sanitarias de Costa Rica.

Cuadro 9. Pérdidas localizadas en longitudes equivalentes por metro de tubería

Diámetro	mm	13	19	25	32	38	50	63	76	100	125	150	20	250	300	35
	plg.	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	10	12	14
Elemento	Codo 90°															
	R. largo	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
	R. medio	0.4	0.6	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.8	3.7	4.3	5.5	6.7	7.9	9.5
	R. corto	0.5	0.7	0.8	1.1	1.3	1.7	2	2.5	3.4	4.5	4.9	6.4	7.9	9.5	11
	Codo 45°	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9	1.2	1.5	1.9	2.3	3	3.8	4.6	5.3
	Curva 90°															
	R/D: 1 ½	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1	1.3	1.6	1.9	2.4	3	3.6	4.4
	R/D: 1	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1	1.3	1.6	2.1	2.5	3.3	4.1	4.8	5.4
	Curva 45°	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.5	1.8	2.2	2.5
	Entrada															
	Normal	0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.6	2	2.5	3.5	4.5	5.5	6.2
	De borda	0.4	0.5	0.7	0.9	1	1.5	1.9	2.2	3.2	4	5	6	7.5	9	11
	Válvula															
	Compuerta	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.4
	Globo	4.9	6.7	8.2	11	13	17	21	26	34	45	51	67	85	102	12
	Ángulo	2.6	3.6	4.6	5.6	6.7	8.5	10	13	17	21	26	34	43	51	60
	de pie	3.6	5.6	7.3	10	12	14	17	20	23	31	39	52	65	78	90
	Retención															
	T. liviano	1.1	1.6	2.1	2.7	3.2	4.2	5.2	6.3	6.4	10	13	16	20	24	38
	T. pesado	1.6	2.4	3.2	4	4.8	6.4	8.1	9.7	13	16	19	25	32	38	45
	Tee paso															
	Directo	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
	Lateral	1	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	1	13	16	19	22
	Bilateral	1	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10	13	16	19	22

Fuente: Código de instalaciones sanitarias de Costa Rica

Cuadro 10. Coeficientes para la fórmula de Hazen William

Tipo de tubería	C
Hierro galvanizado	125
Acero soldado nuevo	120
Acero soldado viejo	90
Acero soldado con revestimiento	130
Hierro fundido nuevo	130
Hierro fundido viejo s/incrustaciones	110
Hierro fundido viejo c/incrustaciones	90
Plástico, PVC (D menor o igual a 38 mm)	140
Plástico, PVC (D mayor de 38 mm)	150
Cobre y latón	130
Concreto acabado liso	130
Concreto acabado común	120

Fuente: Código de instalaciones sanitarias de Costa Rica

Cuadro 11. Caudal según las unidades de Gasto de accesorios en el sistema

Unidades de Gasto en accesorios (UG)	Sistemas con tanques de lavado	Sistema con fluxómetros
	Demanda (lps)	Demanda (lps)
4	0.25	
6	0.31	
8	0.41	
10	0.5	1.7
12	0.58	1.8
14	0.66	1.9
16	0.74	2
18	0.81	2.11
20	0.88	2.21

Fuente: Código de instalaciones sanitarias de Costa Rica

Cuadro 12. Especificaciones técnicas para inversores Xantrex

Producto	Potencia	Voltaje de Entrada	Eficiencia
XPower 400	400 watts	12 voltios DC	95%
XPower 700	700 watts	13 voltios DC	95%
XPower 1200	1200 watts	14 voltios DC	95%
XPower 1750	1750 watts	15 voltios DC	95%
XPower 3000	3000 watts	16 voltios DC	95%

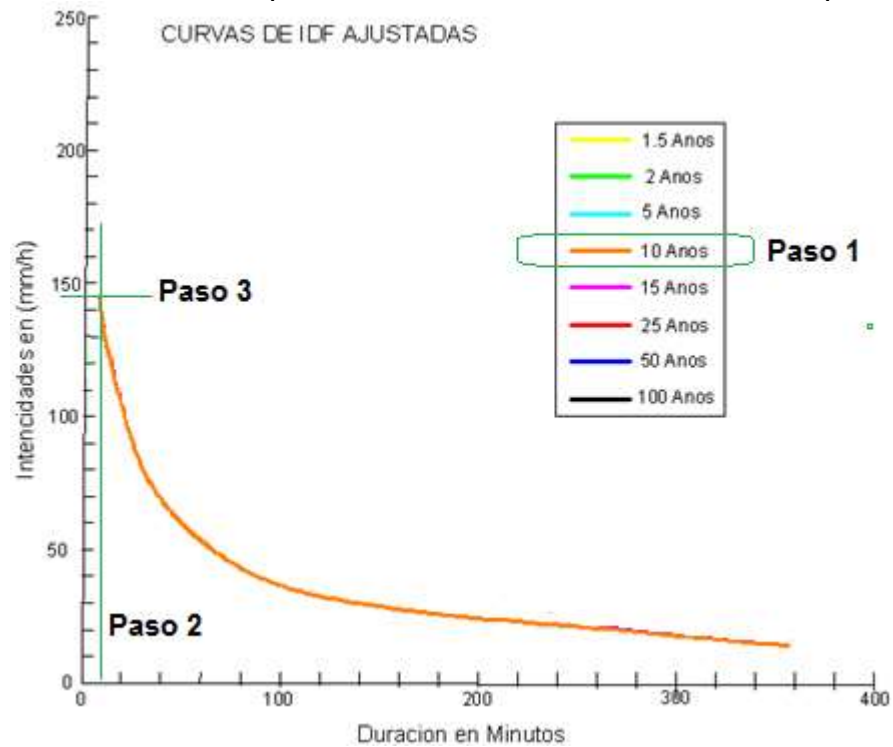
Fuente: Xantrex Company

Cuadro 13. Especificaciones técnicas de baterías Trojan ciclo profundo

Producto	Voltaje	Amperaje	Eficiencia
T-105	6 Volts	225 amp - hrs	85-90%
T-145	6 Volts	244 amp - hrs	85-90%
J-305P	6 Volts	305 amp - hrs	85-90%
L-16P	6 Volts	360 amp - hrs	85-90%
SCS150	12 Volts	100 amp - hrs	85-90%
SCS200	12 Volts	115 amp - hrs	85-90%
SCS225	12 Volts	130 amp - hrs	85-90%
24TM	12 Volts	85 amp - hrs	85-90%
27TM	12 Volts	105 amp - hrs	85-90%

Fuente: Trojan Battery Company.

Grafico 2. Procedimiento para la Determinación de la intensidad pluviométrica



Fuente: INETER

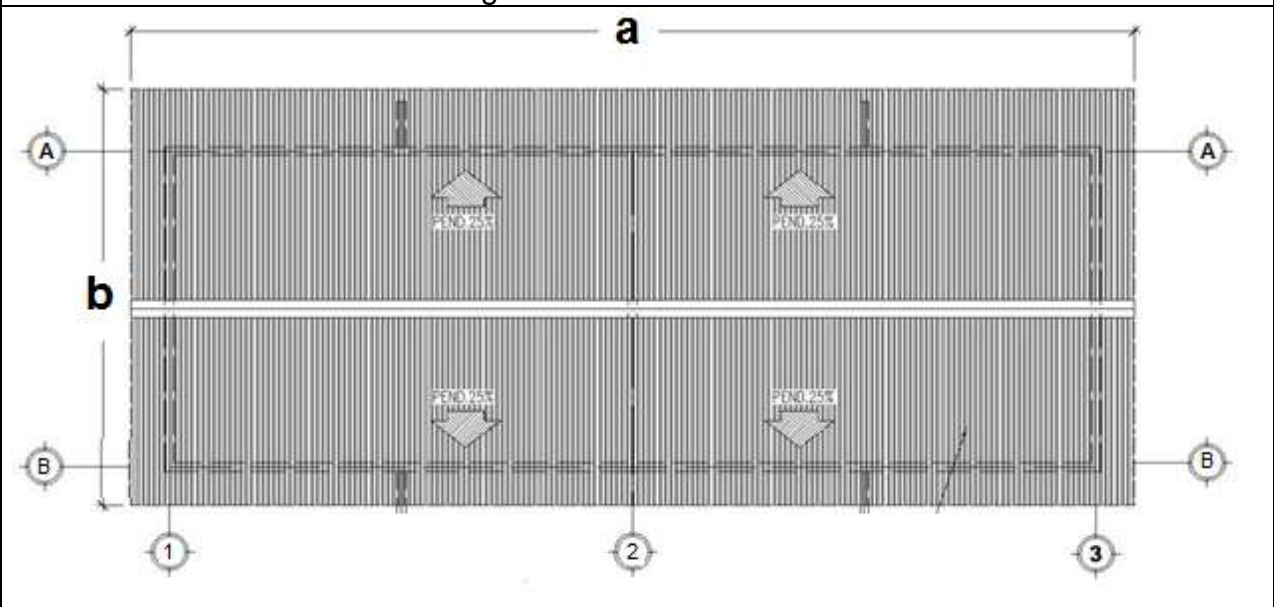
Cuadro 14. Capacidad de las tuberías verticales de aguas pluviales

Diámetro interior (di) de la tubería de aguas pluviales en (mm).	Capacidad de desagüe Q_b (l/s).		Diámetro interior (di) de la tubería de aguas pluviales en (mm).	Capacidad de desagüe Q_b (l/s)	
	Nivel de llenado $f = 0,20$	Nivel de llenado $f = 0,33$		Nivel de llenado $f = 0,20$	Nivel de llenado $f = 0,33$
50	0,7	1,7	140	11,4	26,3
55	0,9	2,2	150	13,7	31,6
60	1,2	2,7	160	16,3	37,5
65	1,5	3,4	170	19,1	44,1
70	1,8	4,1	180	22,3	51,4
75	2,2	5,0	190	25,7	59,3
80	2,6	5,9	200	29,5	68,0
85	3,0	6,9	220	38,1	87,7
90	3,5	8,1	240	48,0	110,6
95	4,0	9,3	260	59,4	137,0
100	4,6	10,7	280	72,4	166,9
110	6,0	13,8	300	87,1	200,6
120	7,6	17,4	> 300	*	*
130	9,4	21,6		*	*

Fuente: URALITA Sistemas de tuberías

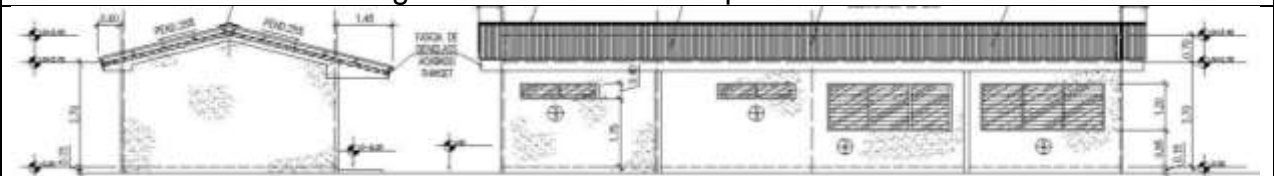
Características geométricas del edificio Tipo A

Figura 1. Planta de techo.



Largo (a)	Ancho (b)	Área proyección (Ac)
17.28m	7.21m	124.59m ²

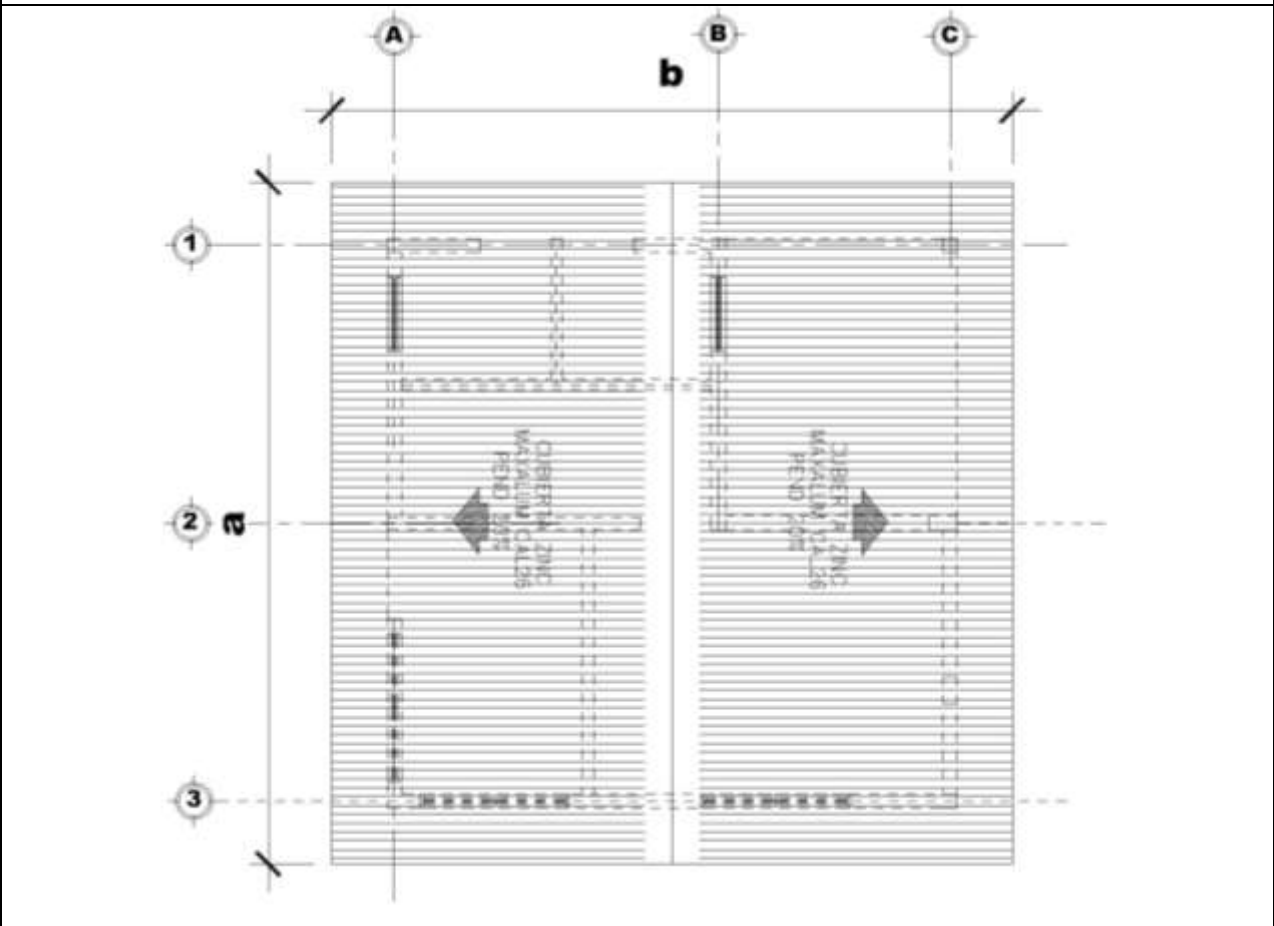
Figura 2. Elevaciones Arquitectónicas.



Elevación 1 (caída de agua)	Elevación 2 (cumbre)	Pendiente 1	Pendiente 2
2.70m	3.60m	25%	25%

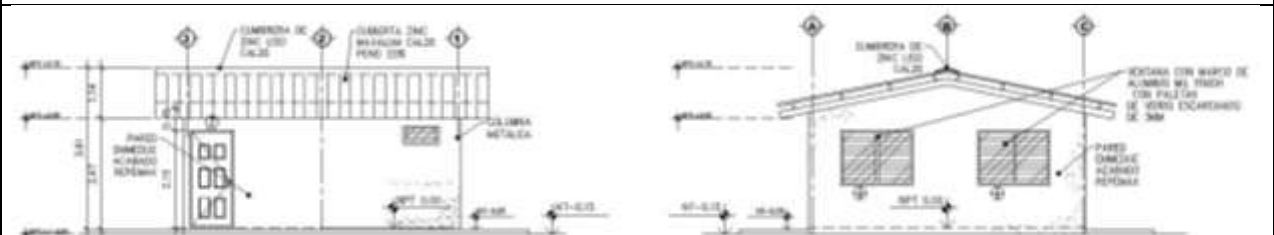
Características geométricas del edificio Tipo B

Figura 3. Planta de techo.



Largo (a)	Ancho (b)	Área proyección (Ac)
6 m	7 m	42 m ²

Figura 4. Elevaciones Arquitectónicas.



Elevación 1 (caída de agua)	Elevación 2 (cumbre)	Pendiente 1	Pendiente 2
2.56 m	3.70m	20%	20%